

IGLESIA DEL SALVADOR

Informe de comportamiento estructural

Introducción:

La intervención en edificios históricos a los efectos de conocer su situación estructural y las eventuales medidas correctivas, para el mantenimiento del diseño original, cuenta con la dificultad (a diferencia de verificación de edificios modernos, con documentación conocida o intervención sencilla para su conocimiento), que requieren un estudio especial para que el conocimiento de las formas, dimensiones estructurales y características de los materiales constitutivos, no agreda la estructura a estudiar.

En Enero de 2001, el edificio de la Iglesia del Salvador ubicada en pleno centro de la ciudad de Buenos Aires, sufrió un derrumbe parcial por intemperización de la parte lateral de la misma, constituida por entrepisos con estructura resistente de madera. Si bien, la causa de la falla era inmediatamente evidente, la necesidad de conocer la seguridad global de todos los elementos constitutivos de la iglesia, requería una mayor profundización.

No existían salvo relatos históricos como los del P. Guillermo Furlong, s.j., material que permitiera definir los elementos necesarios para una investigación de este tipo, es más, la forma exterior (bóveda principal con techo a dos aguas y cúpula central) era distinta que la visión interior (techo principal abovedado con cúpula en su intersección), que transfería a través de las pechinas, las cargas a cuatro columnas ubicadas en el centro del atrio.

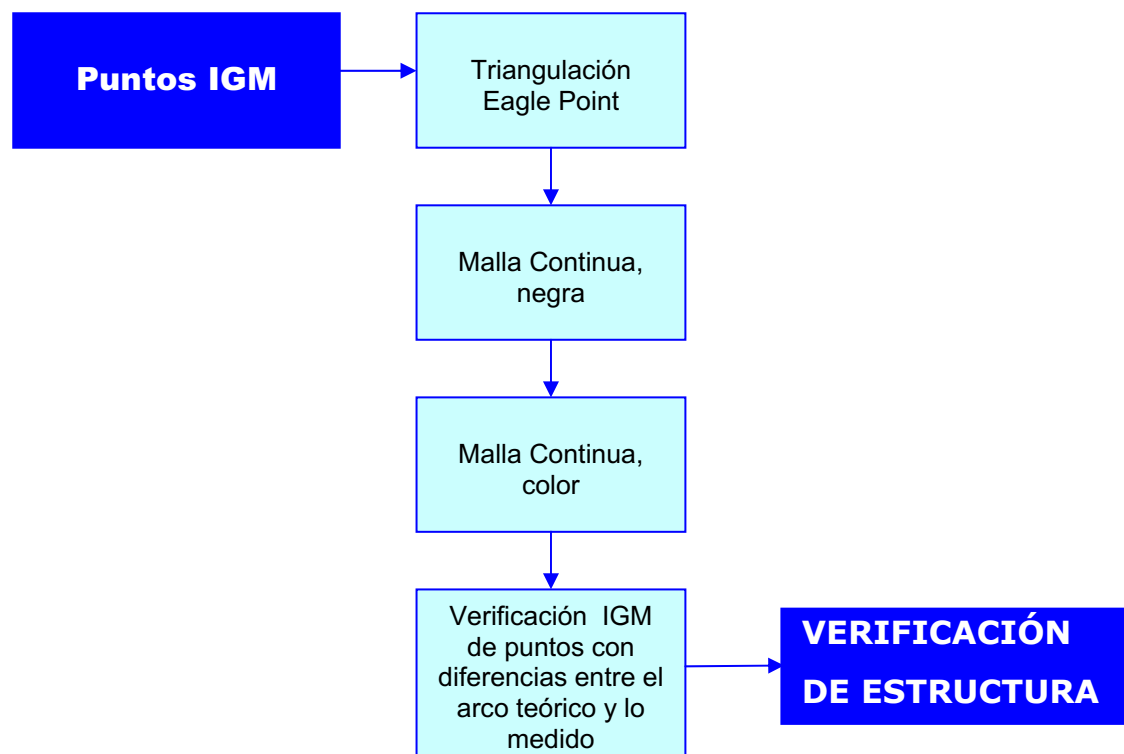
Relevamiento de la estructura:

Ante la falta de datos fue necesario realizar la investigación que se describe a continuación:

- 1) Relevamiento Planialtimétrico realizado por el Instituto Geográfico Militar, con estación total, del nivel inferior del techo, piso y columnas (Fig. 1)
- 2) Realización de una triangulación, procesado la información mediante el programa Eagle Point (Fig. 2)
- 3) Determinación de cortes transversales a lo largo de la nave principal (Fig. 3 a 16) a los efectos de verificar eventuales obstáculos en la medición que pudieran distorsionar las mismas (ver cortes con indicaciones de dichas distorsiones). El arco teórico se efectuó haciendo coincidir en la intersección las columnas y la clave, un arco de 3 puntos que aparece en línea negra en los cortes, haciéndose más evidente donde dicha diferencia es mayor. En todos los cortes, se ha hecho pasar el arco de 3 puntos por la **z** real medida topográficamente.

- 4) Se ha materializado un corte longitudinal (Fig. 17) para definir los valores reales de las z y sus diferencias relativas.
- 5) Se efectuó la "renderización", es decir el paso de la malla triangular de la Fig. 2 a una superficie continua (Fig. 18 y 19).
- 6) Se ha determinado la relación entre la deformación transversal en el nacimiento del arco y la deformación vertical Δz , dando valores de entre **1,25** (1 / 0,83) a **0,94** (1 / 1,06) para condiciones de apoyo extremas (Fig. 21 y 22). Obteniéndose en las Fig. 23 y 24 los diagramas de momento resultantes.
- 7) Se han verificado las mediciones con mayores diferencias para comprobar su veracidad (ver flujograma de adjunto) y una vez conocido el extrados de la estructura del techo y digitalizado el piso, las fisuras y las columnas, se pudo comprobar si las "deformaciones" de la clave eran debidas a "diferencias durante el proceso de construcción", no habiendo causas debido a "desplazamientos de la fundaciones" ni a "deformaciones de la cúpula". De haber sido estos últimos casos, se debería haber determinado como evitar la continuidad de dichas causas y las eventuales medidas correctivas.
- 8) Tares similares se realizaron en la cúpula central, con iguales conclusiones.

FLUJOGRAMA DE VERIFICACION ESTRUCTURAL



1

2

3

4

A

B

C

D

E

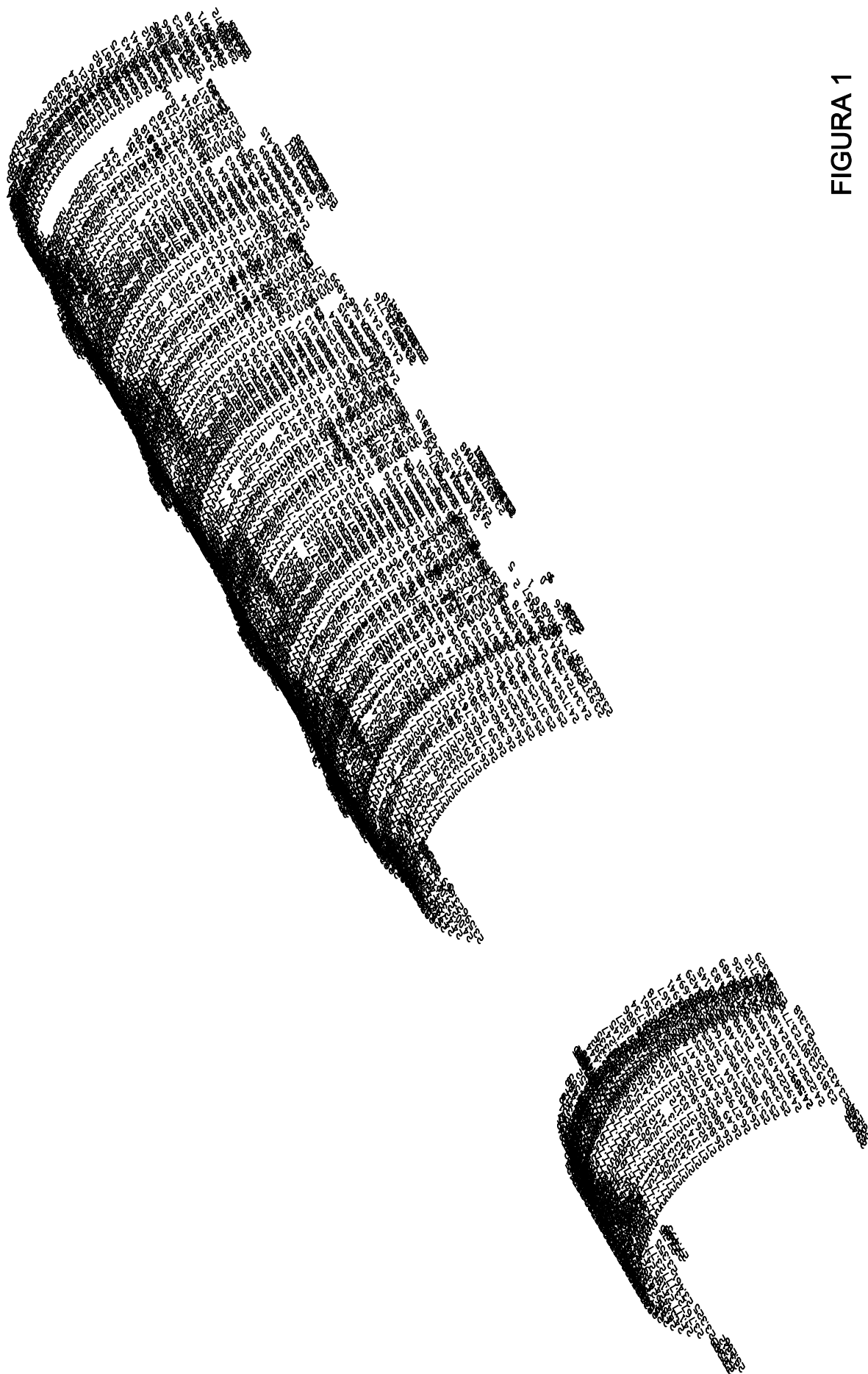


FIGURA 1

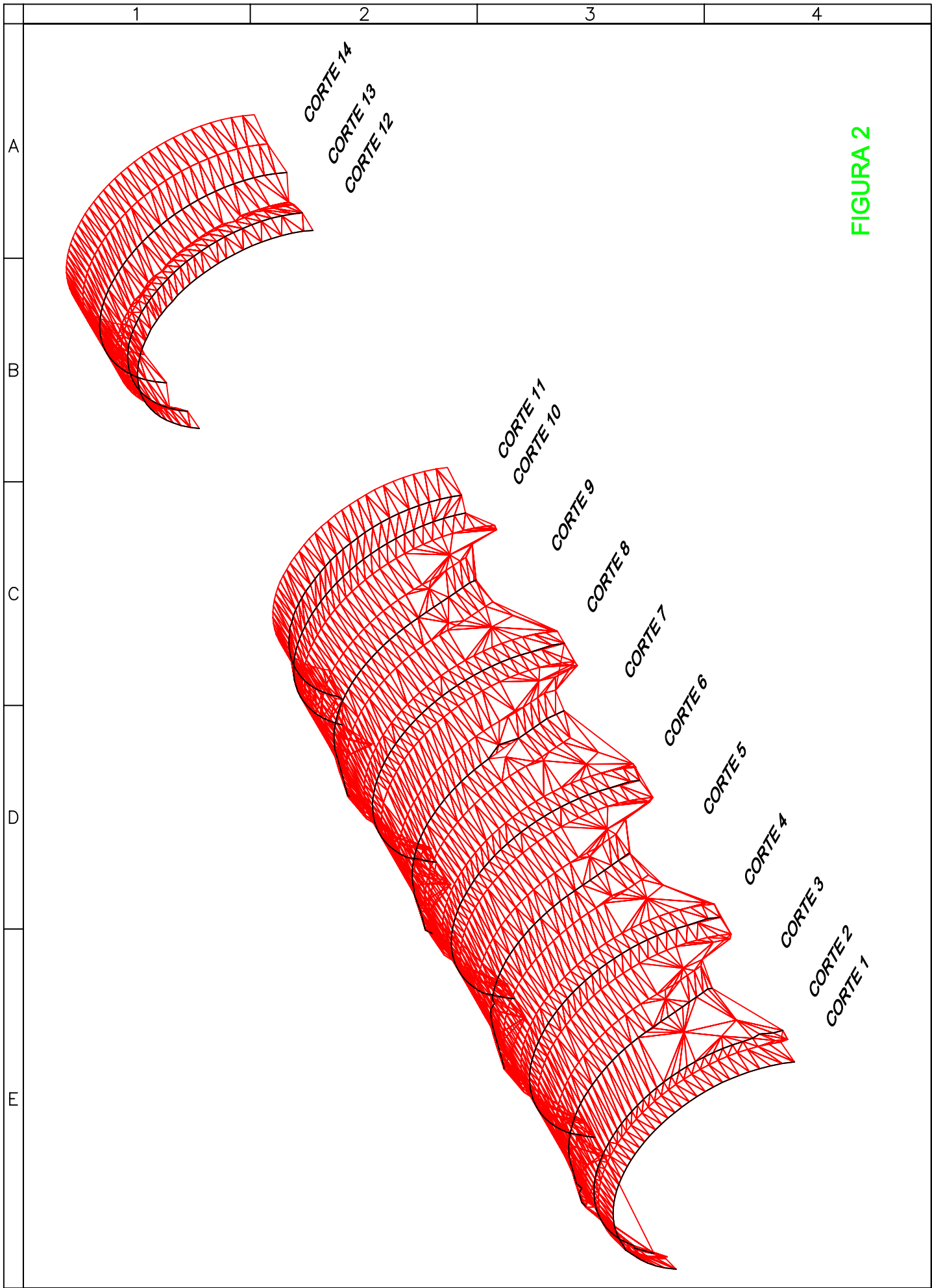


FIGURA 2

FIGURA 3

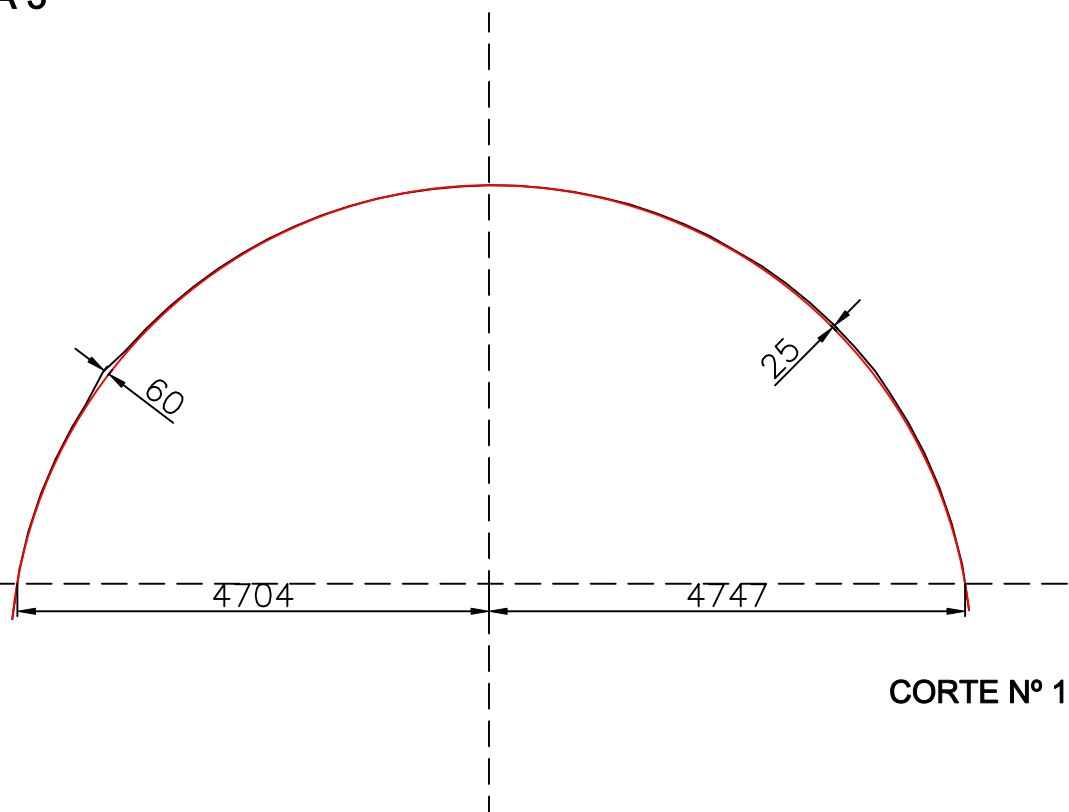
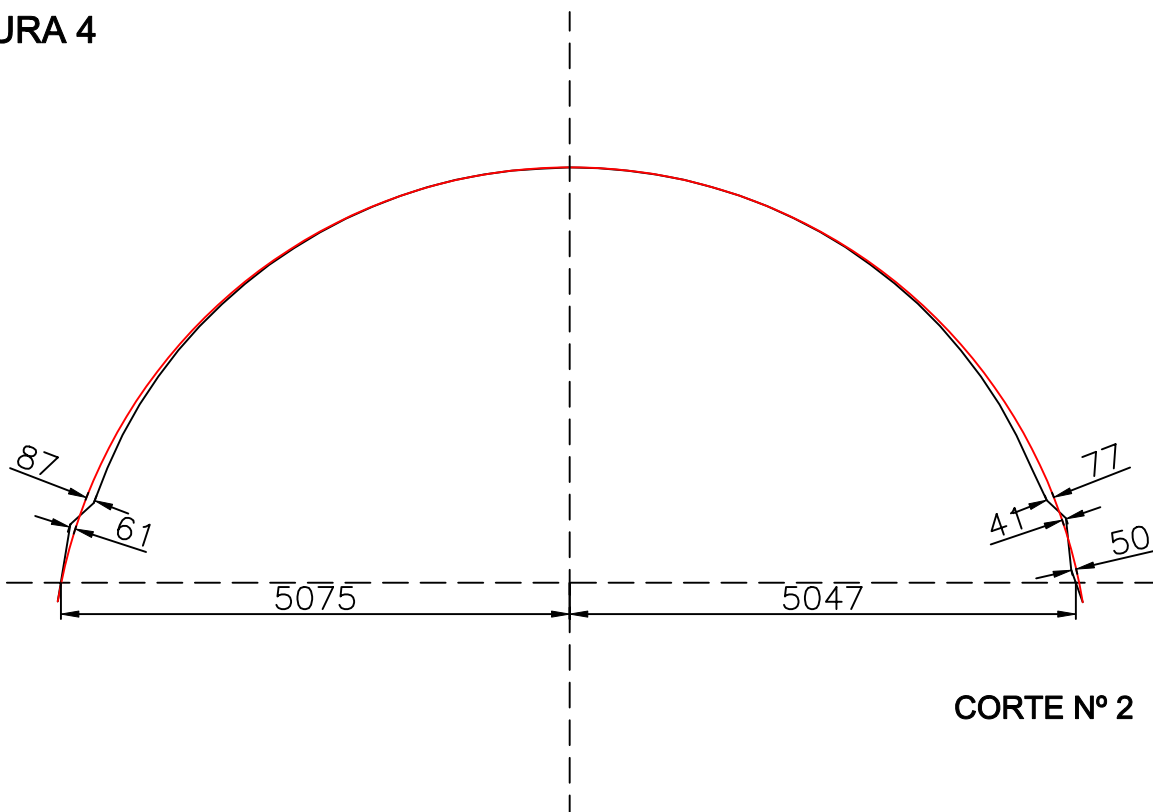


FIGURA 4



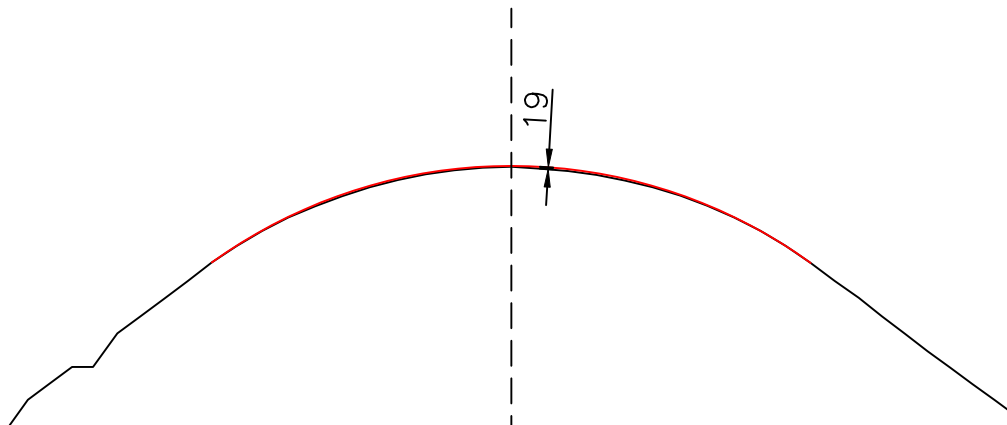
1

2

3

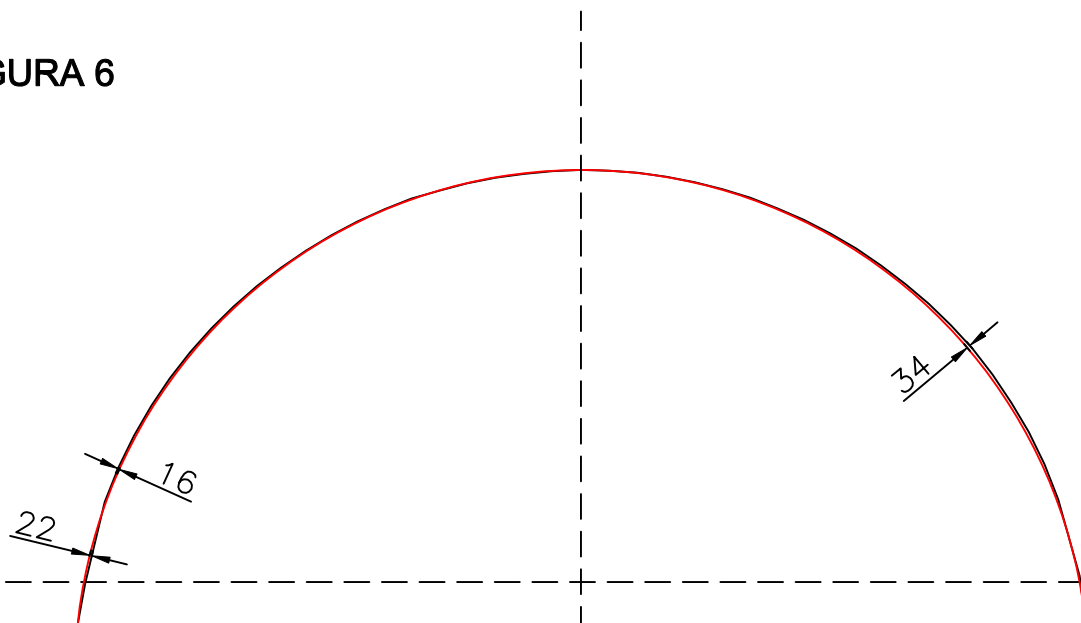
4

FIGURA 5



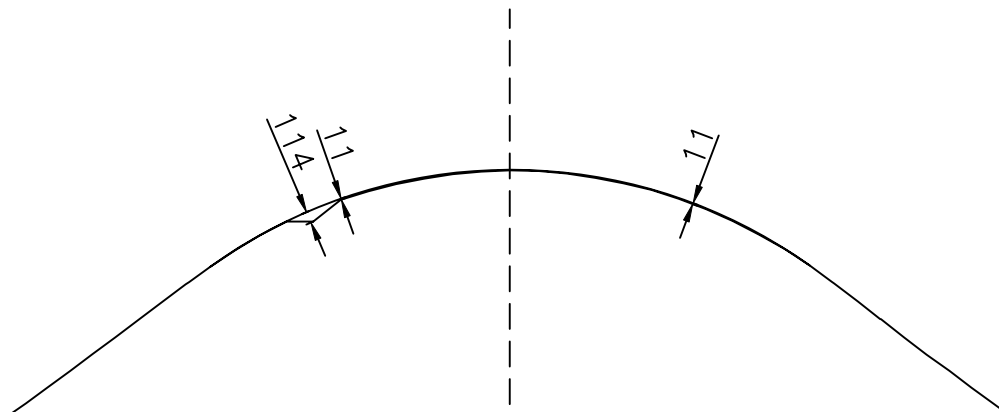
CORTE N° 3

FIGURA 6



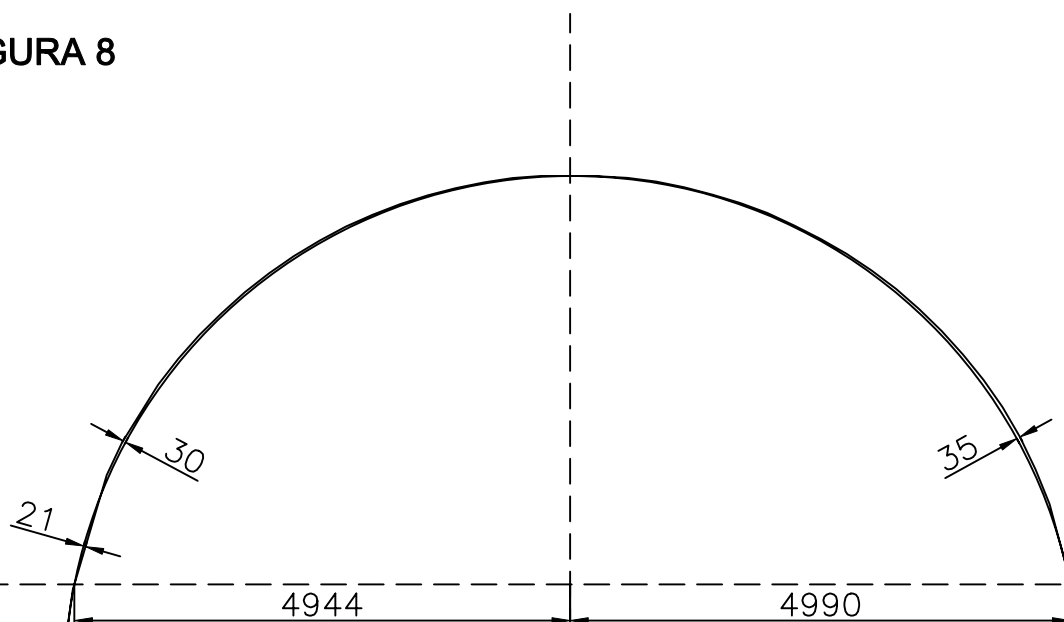
CORTE N° 4

FIGURA 7



CORTE N° 5

FIGURA 8



CORTE N° 6

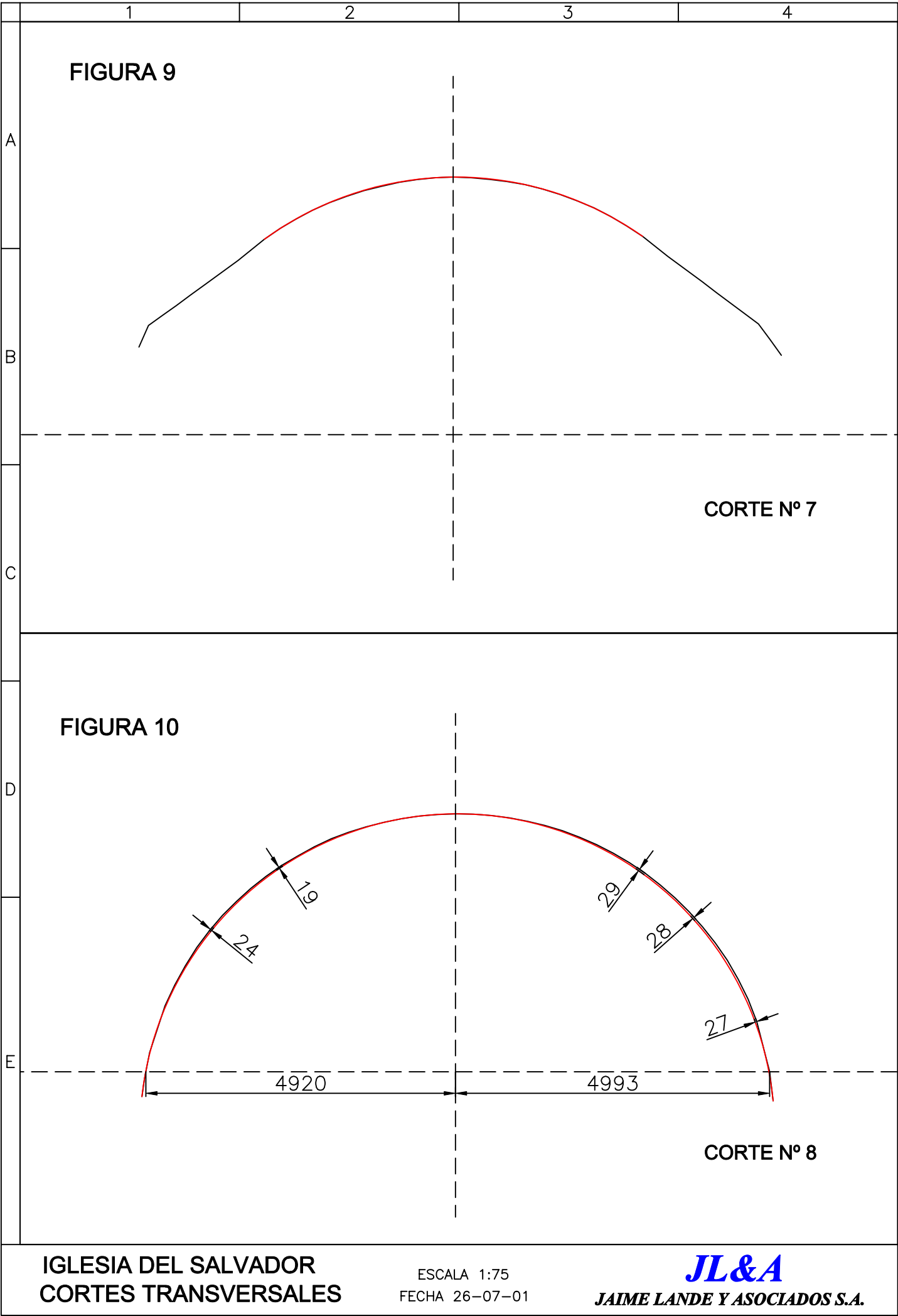
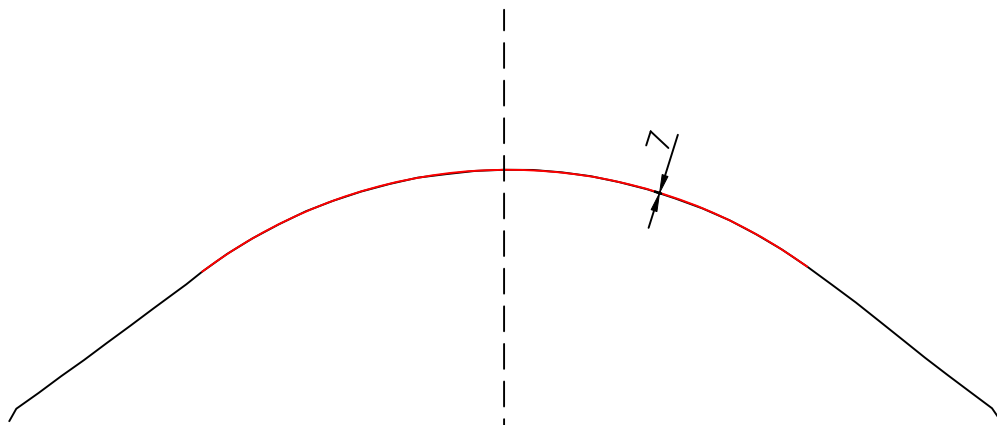
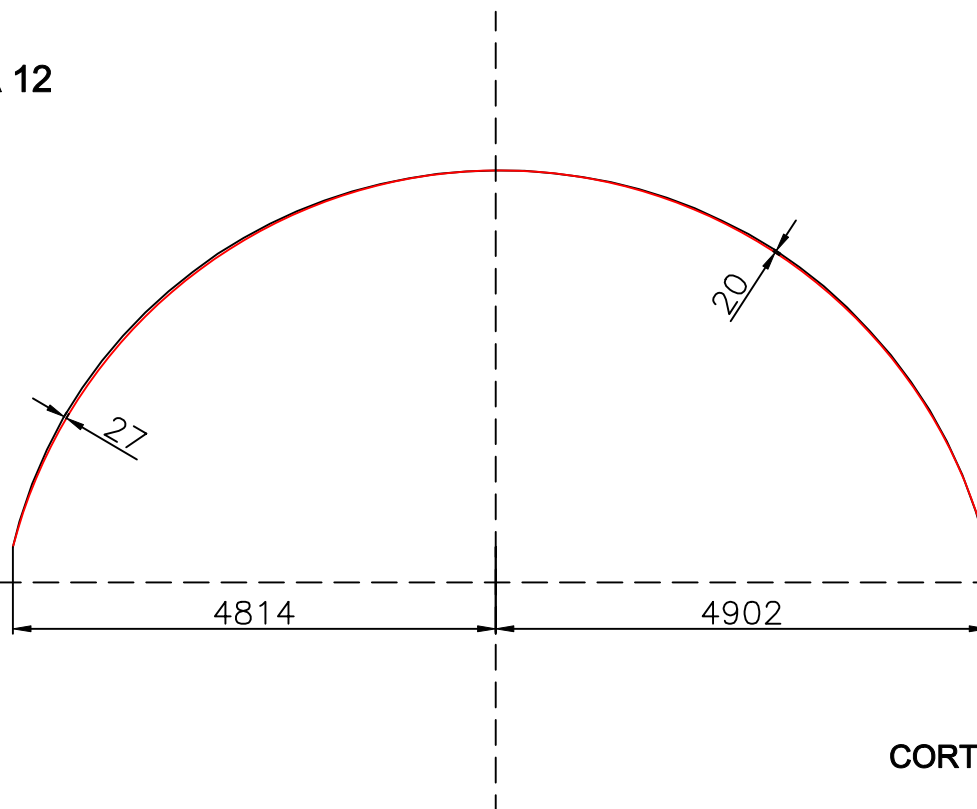


FIGURA 11



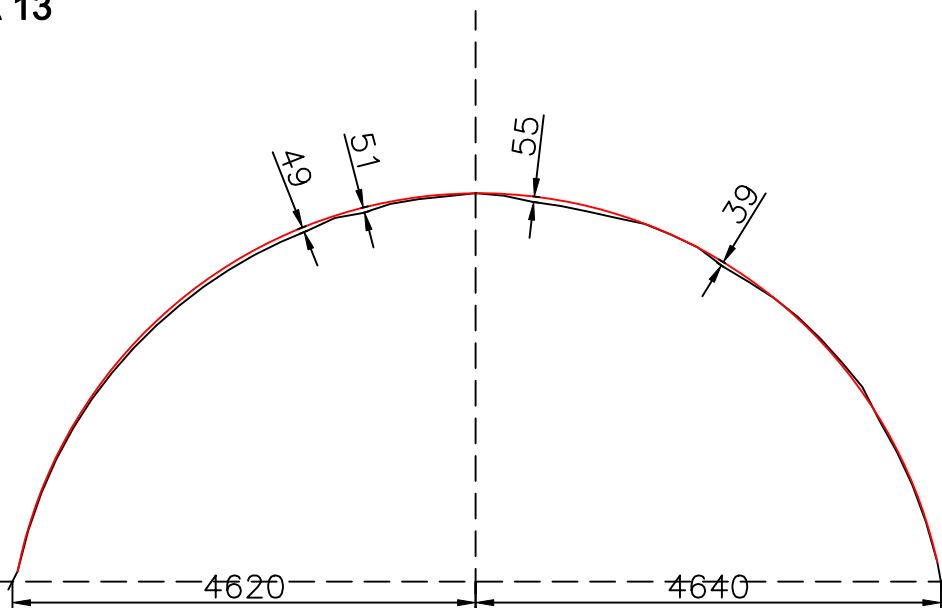
CORTE N° 9

FIGURA 12



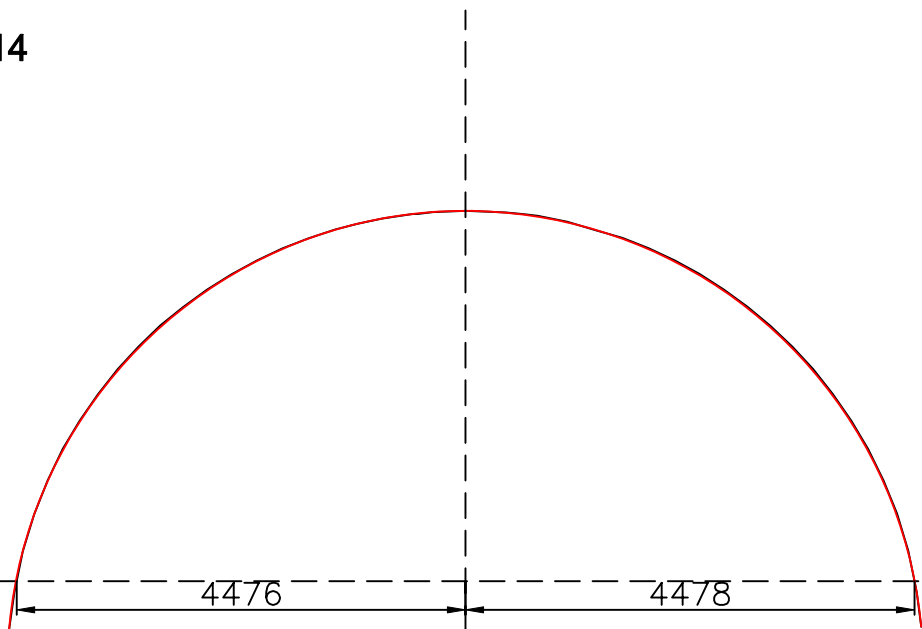
CORTE N° 10

FIGURA 13



CORTE N° 11

FIGURA 14



CORTE N° 12

FIGURA 15

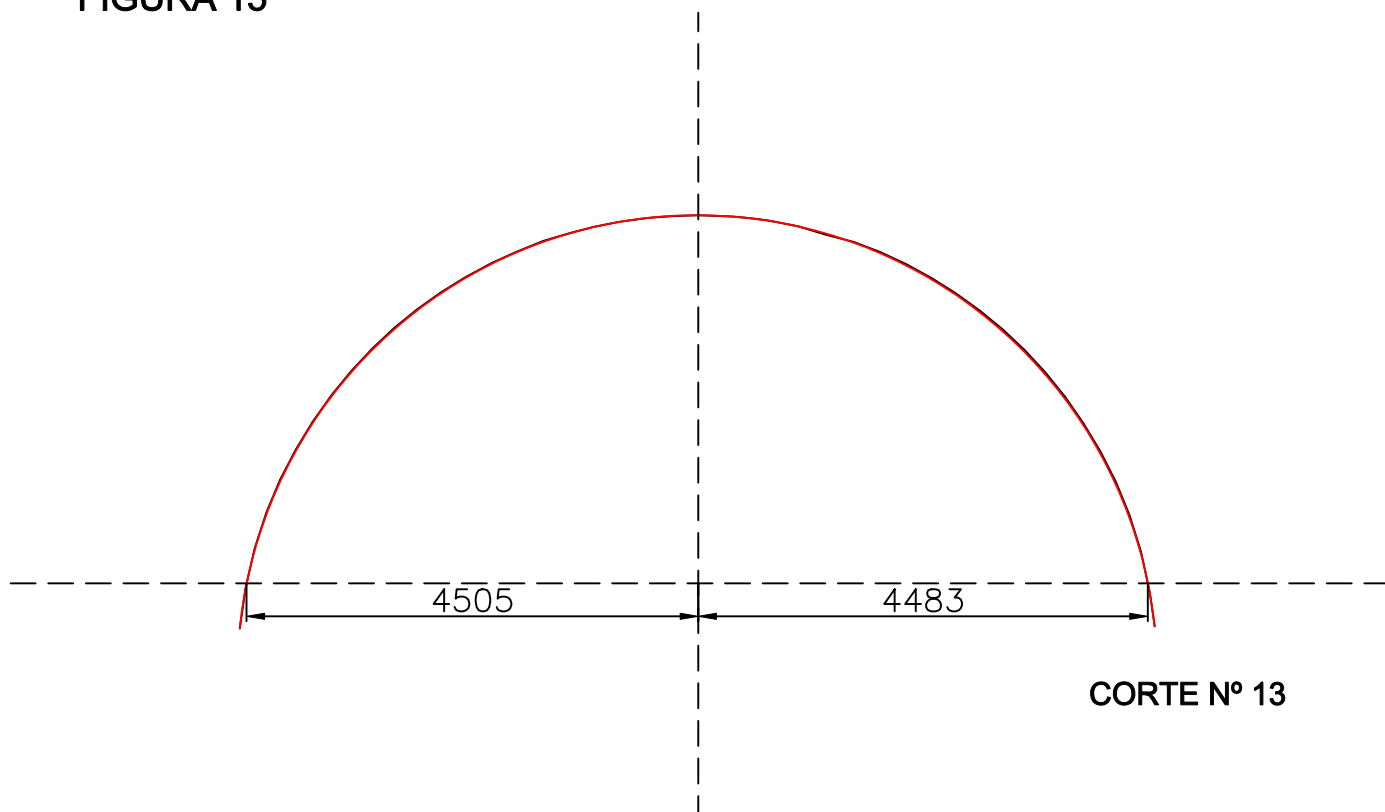
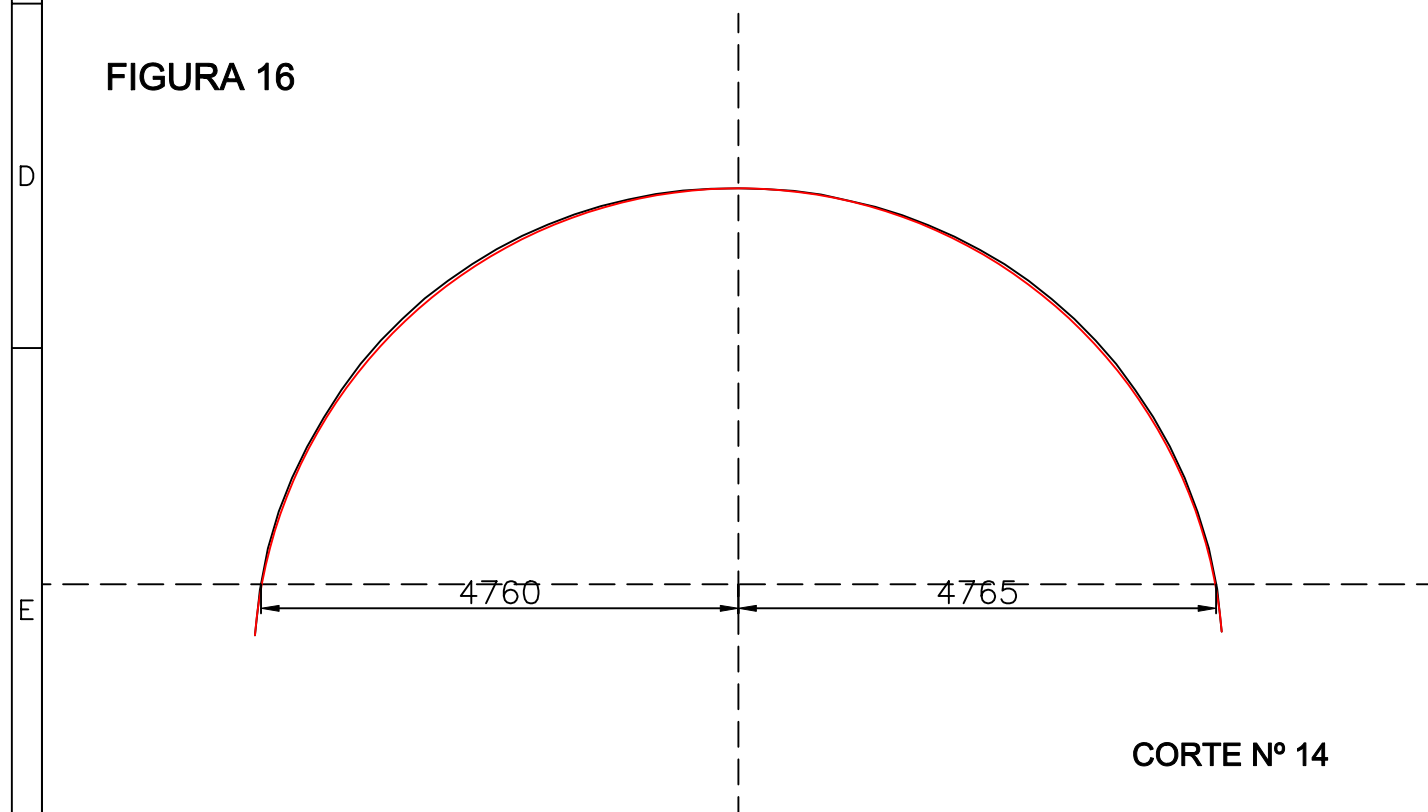
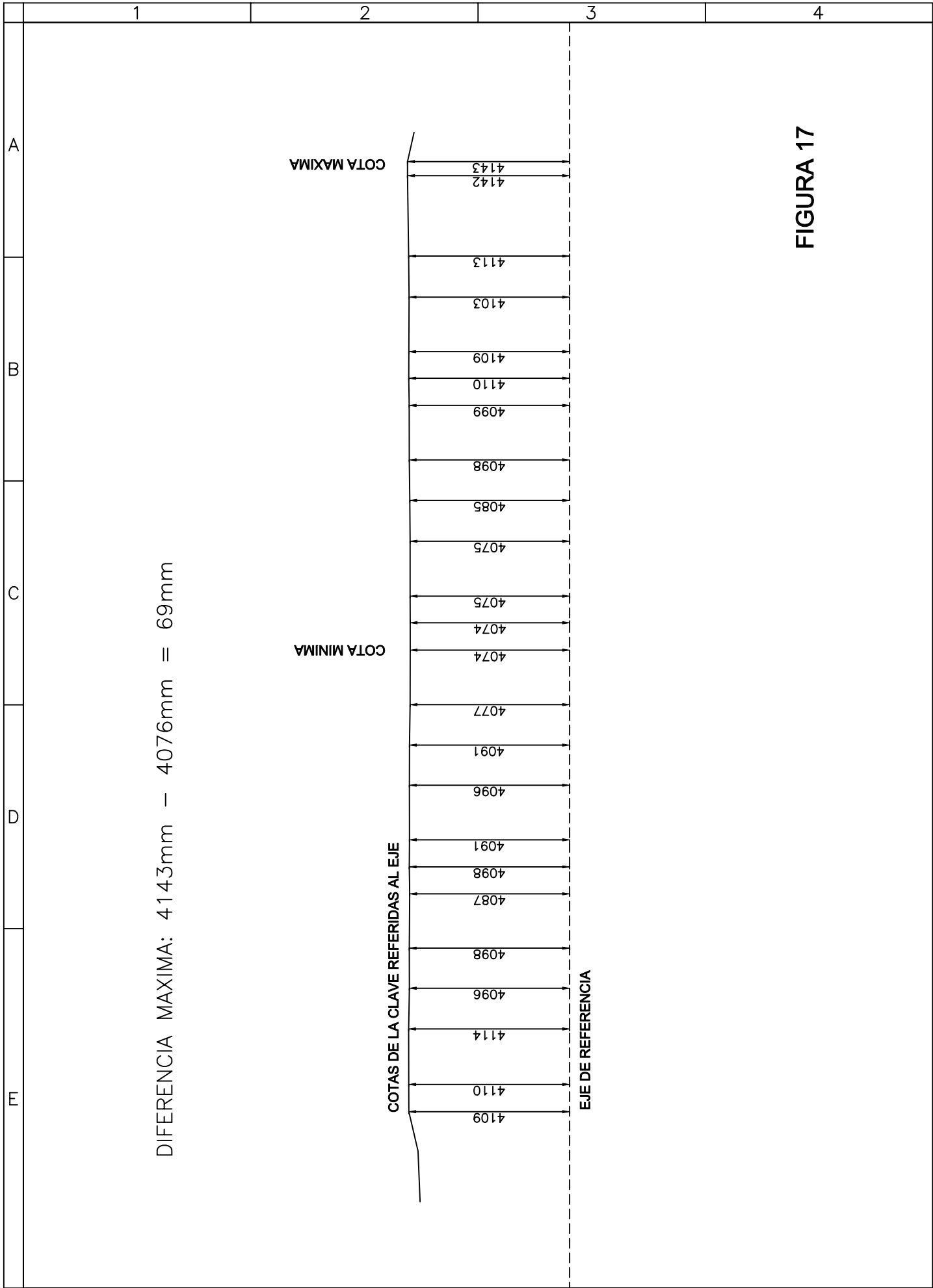


FIGURA 16





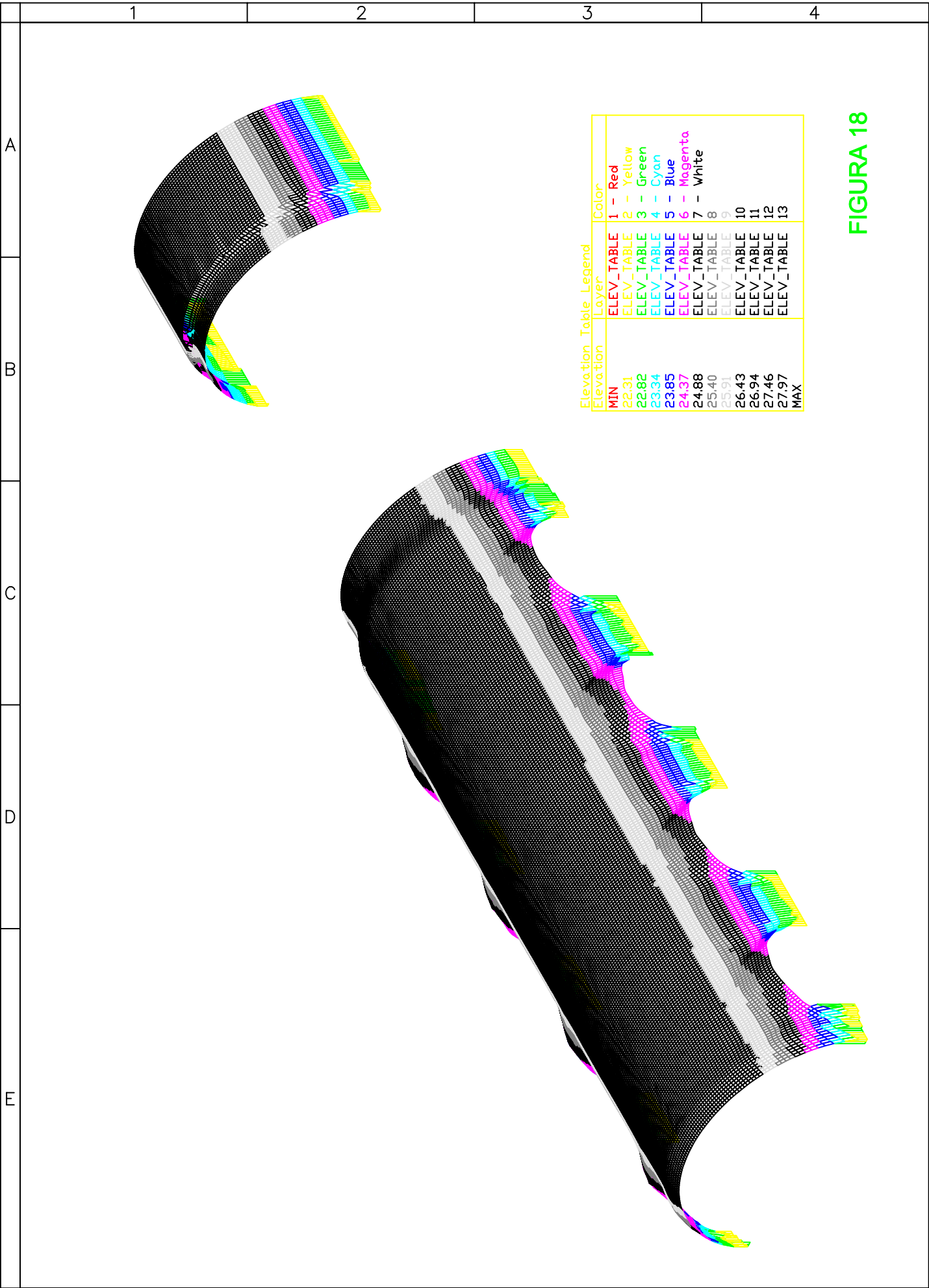


FIGURA 18

1

2

3

4

A

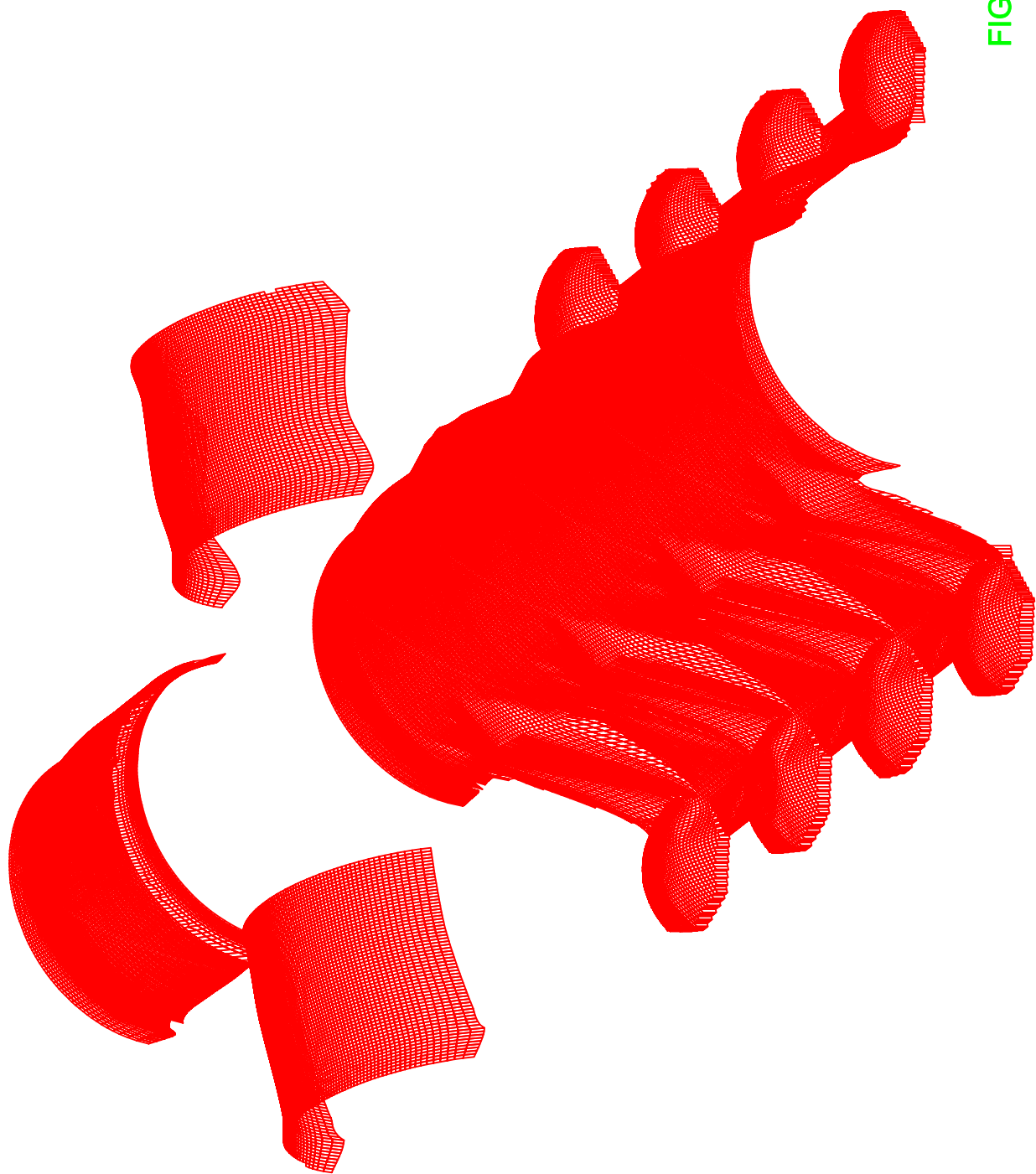
B

C

D

E

FIGURA 20



1

2

3

4

A

B

C

D

E

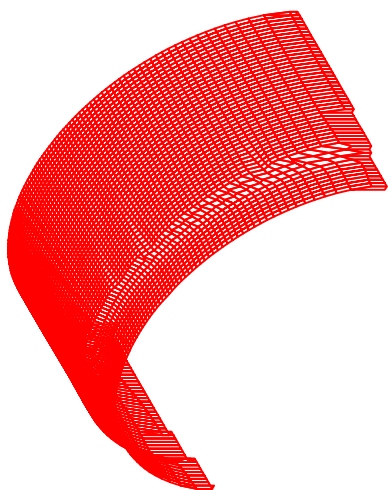


FIGURA 19

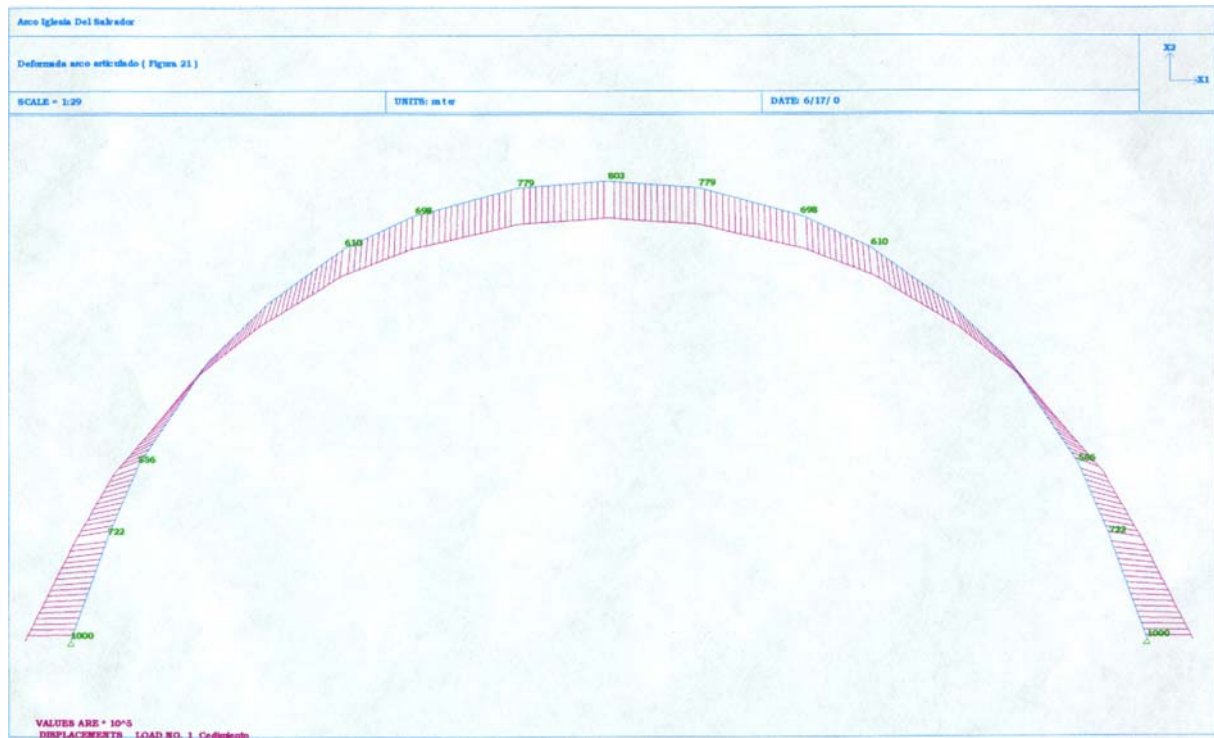


FIG N° 21

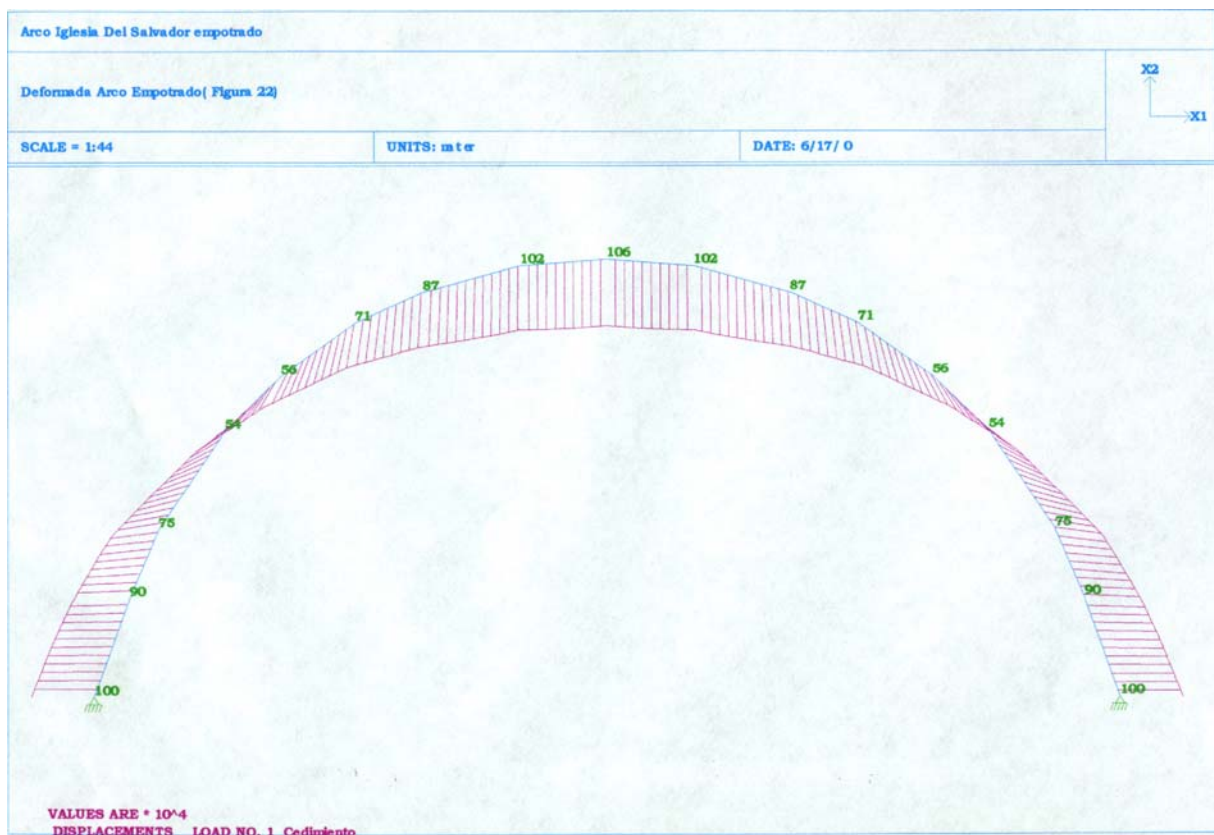


FIG N° 22

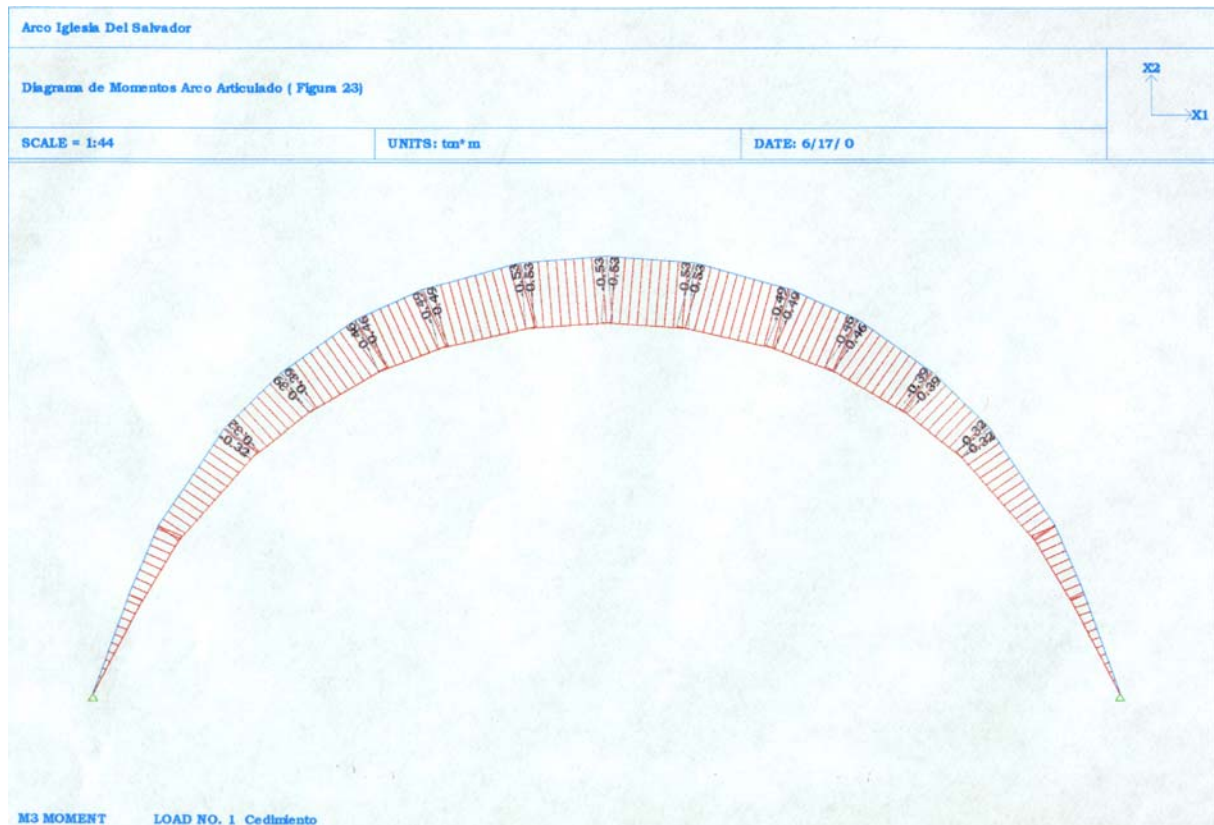


FIG N° 23

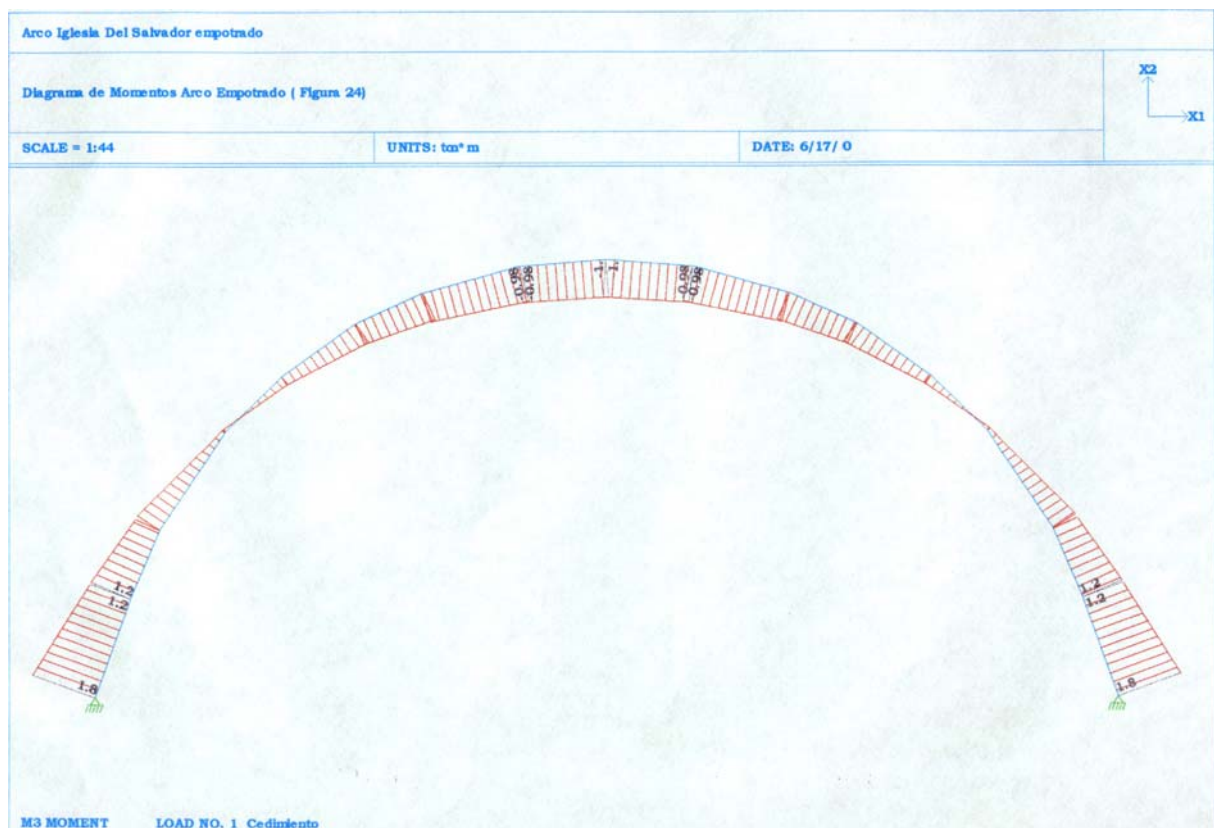


FIG N° 24

Tipologías estructurales:

La estructura de la Iglesia se divide en tres grandes grupos a los que denominamos:

- 1- Estructura noble formada por las naves principales y secundarias con lectura interior de bóvedas y cúpula.
- 2- Estructura secundaria de calidad menor formado por conjunto de madera con alto grado de intemperización que exige su intervención.
- 3- Solados.
- 4- Capilla de la Buena Muerte

Tareas Realizadas en la Estructura

Con el relevamiento Planialtimétrico de solados y cubierta realizado por el Instituto Geográfico Militar (IGM), pudo conocerse la real constitución estructural de las partes.

1. Obras de mampostería**1.a) "Bóvedas de cañón corrido"**

El relevamiento refleja una lectura interior de la nave central como de cañón corrido, la que realmente está formada por arcos transversales ("arcos forneros") con contrafuertes en correspondencia con las columnas y en el cañón frontal, por la cubierta de ladrillo generada por una cúpula a la que se le interceptan planos verticales de contención del vitreaux.

Los arcos forneros apoyan en dos columnas en cada uno de los lados sobre los que apoyan el contrafuerte. Dicho conjunto de columnas se haya parcialmente unido con la estructura correspondiente al nivel del coro y que fuera modificada en el año 1942, eliminando parcialmente dicho nivel intermedio el cual fue reemplazado por un refuerzo de hormigón armado según la documentación analizada.

Se han corrido por elementos finitos en función de los puntos determinados por el IGM (superiores e Inferiores), las bóvedas interceptadas antes descriptas dando como resultado para las cargas permanentes tensiones en la cara superior de 3,27 Kg/cm² y en la cara inferior de 3,19 Kg/cm². Los valores máximos de tracción determinados de la misma manera dan valores de 1,10 Kg/cm² en la cara superior y 1,07 Kg/cm² en la cara inferior. (*Ver Figuras Nº1, 2 y 3 Sector bóveda. Tensiones Principales Mínimas y Máximas en caras superior e inferior. Deformada y Memoria de desplazamientos correspondientes*).

Todos los valores antes descriptos fueron calculados para una sobrecarga de 100 kg/m², adicionales al peso propio, de lo que resultan coeficientes de seguridad ampliamente satisfactorios. No fue necesaria la materialización de la verificación del tramo posterior y los dos tramos laterales, sin la *interfase* de los planos laterales del vitreaux, por tener menor compromiso estructural respecto de los antes descriptos.

Respecto a la eventual alteración producida en los arcos por existencia o no del refuerzo eliminado en 1942 correspondiente al nivel de coro da valores similares ya que con dicho refuerzo el descenso máximo en la clave da valores de 1,09 cm y sin refuerzo se incrementa de manera despreciable a 1,13 cm, las tensiones principales de compresión máxima con la losa de coro da 14,40 Kg/cm² y la máxima de tracción de 7,46 Kg/cm² siendo las correspondientes en la zona con el nivel de coro eliminado, 14,8 Kg/cm² y 8,01 Kg/cm² respectivamente. (Ver Figuras N° 4, 5, 6, 7, 8 y 9. Sector Contrafuerte sin entrepiso. Deformada y Memoria de cálculo correspondiente al sector).

En función de lo expuesto puede apreciarse que la eliminación del refuerzo mencionado es indiferente para el comportamiento estructural, arrojando valores en su verificación, satisfactorios.

Al mismo tiempo en la primera columna central derecha donde fue excavado el terreno desde el solado hasta el nivel inferior de la fundación ha dado también resultados ampliamente satisfactorios tal como lo indica el Memorándum del Ing. Eduardo Núñez.

Las fisuras que aparecen en correspondencia con la transición entre la "cúpula" y las pechinas es debida indudablemente a la diferencia de rigideces relativas con descensos verticales diferenciales, lo que produjeron esfuerzos de corte en la mampostería superior a rotura. Dichas fisuras han producido una independización de la "cúpula" con las pechinas, dando un funcionamiento estructural altamente satisfactorio (creando una situación que podría homologarse con una junta de dilatación). Dichas fisuras **no deben repararse en el futuro** para mantener la individualidad de las partes y sólo habrá que tomar medidas de estanqueidad (Ver Planos de cortes adjuntos).

Existen además fisuras a 45° (ver Plano adjunto) cuya génesis no puede ser determinada fehacientemente y que se deben al movimiento natural de la estructura sin que signifiquen ningún compromiso estructural.

A efectos de consolidar la cubierta sería conveniente que en su parte superior se la "cosiera" con una malla metálica unida con elementos de corte a la estructura existente, pudiendo en su parte superior colocarse selladores, impermeabilizantes, etc.

1.b.) “Cúpula”

La misma está formada por la cúpula propiamente dicha, la que presenta en su parte superior ocho juegos de dos nervaduras cada uno similares a los arcos forneros de las bóvedas.

No fue posible verificar el funcionamiento de la misma por imposibilidad de acceso a su parte superior.

En la parte inferior, existe un tambor de transición (encargado de equilibrar los esfuerzos horizontales generados por la “cúpula” o sus refuerzos). El tambor de transición se apoya en ocho juegos de dos columnas cada una ubicadas en correspondencia con los refuerzos de las bóvedas. Dichas columnas por su rigidez relativa respecto del tambor descrito, sólo pueden transmitir las fuerzas horizontales producidas por viento. Dichas columnas apoyan en un anillo inferior de columnas encargado, a través de las pechinas de transmitir los esfuerzos a las cuatro columnas ubicadas en el crucero.

El compromiso estructural de este conjunto solamente es importante en el tambor de transición entre la cúpula y la parte superior de las columnas ya que la existencia de una eventual fisuración produciría la necesidad de colocar refuerzos con armadura de tracción en dicho tambor. La imposibilidad de acceso durante el proceso de análisis realizado no inhibe la posibilidad de continuar con la reparación de la iglesia, pudiendo postergarse dicha inspección durante el proceso de rehabilitación de la obra, pero siempre antes de su habilitación. Aconsejamos en la parte superior un tratamiento similar al descrito en el punto 1.a) precedente.

2. Obras con estructura resistente de madera

La estructura de madera, dado su alto grado de intemperización, aconseja su reemplazo (por materiales más duraderos que la madera para ésta patología). El proceso de reparación y reemplazo de la estructura es el que guiará en el futuro, los materiales y tecnología a utilizar.

Es de hacer notar que esta parte tiene en su inferior, ocho semiesferas de yeso que forma parte de la decoración de la iglesia. Dado el estado de falta de tensión de los cables de los cuales penderán estas semiesferas, no permite clarificar si dichos cables solamente formaban parte del proceso constructivo y que en el momento actual las semiesferas apoyan sobre los bordes ó que dichos cables solamente toman total o parcialmente los esfuerzos producto del peso propio. En función de lo expuesto es imposible realizar obras en la parte superior de estas semiesferas sin las precauciones necesarias para “soportar” dichas semiesferas.

Existen cuatro posibilidades:

- a) *Efectuar las reparaciones desde arriba, confiando en el apoyo de los bordes de base de las semiesferas, procedimiento altamente riesgoso y que no aconsejamos.*
- b) *Realizar un apuntalamiento provisorio en una de las ocho semiesferas y definir la forma de sustentación. Este procedimiento también lo deseamos debido a la irrepresentatividad de la muestra (1/8).*
- c) *Utilizar procedimientos estadísticos para determinar la forma de sustentación. En este caso para una familia de ocho elementos, las normas estadísticas establecen como un número de ensayos mínimos representativos igual a*
$$\sqrt{8} + 1 = 4$$
, valor que tendrá una complejidad similar al criterio descrito en el punto d) siguiente.
- d) *Mantener durante el proceso constructivo, apuntalamientos en las ocho semiesferas, reponiendo su soporte por medio de cables de acero inoxidable ó galvanizados con tensión, la aparente sujeción actual de colgado.*

3. Capilla de la Buena Muerte

Se han observado fisuras en los arcos, cuyo origen y comportamiento no forman parte de este informe ya la profusa masa del cielorraso impide su observación directa.

4. Solados

Si bien se han observado deformaciones a lo largo de las naves del Santuario de la Buena Muerte, se estima que las mismas no representan compromisos estructurales.

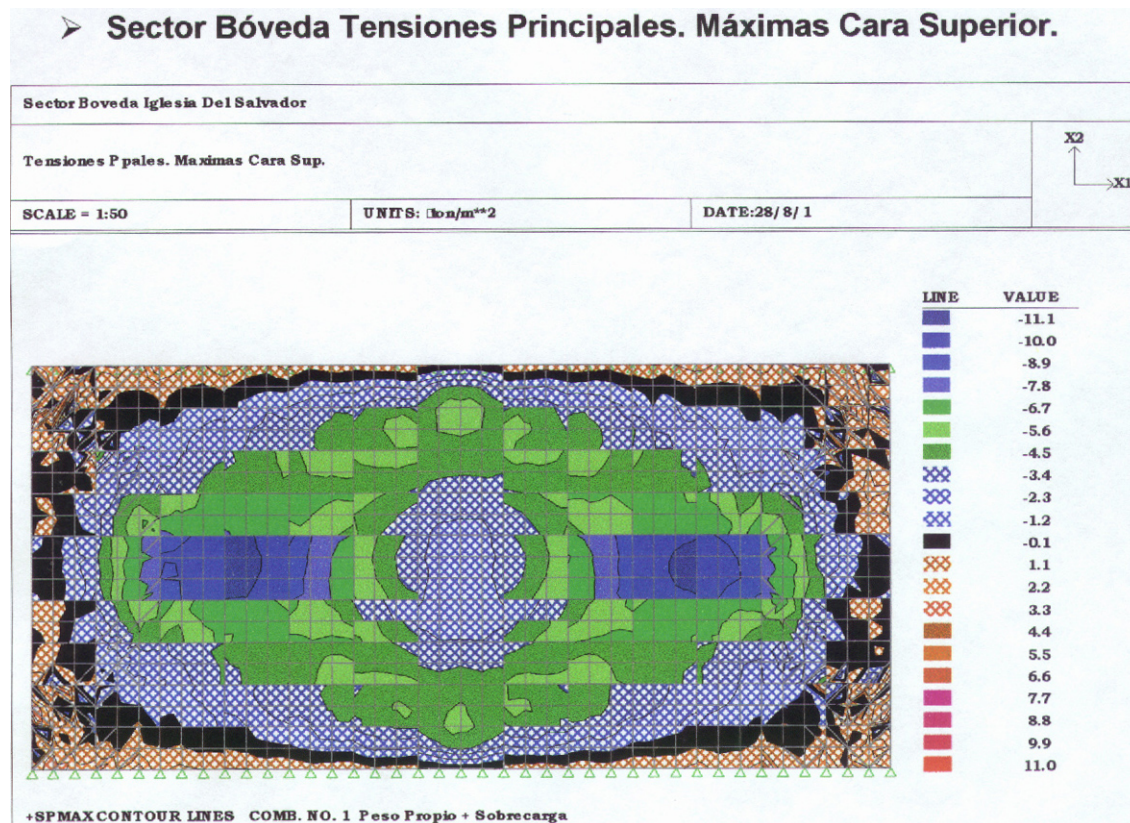


FIGURA Nº 1

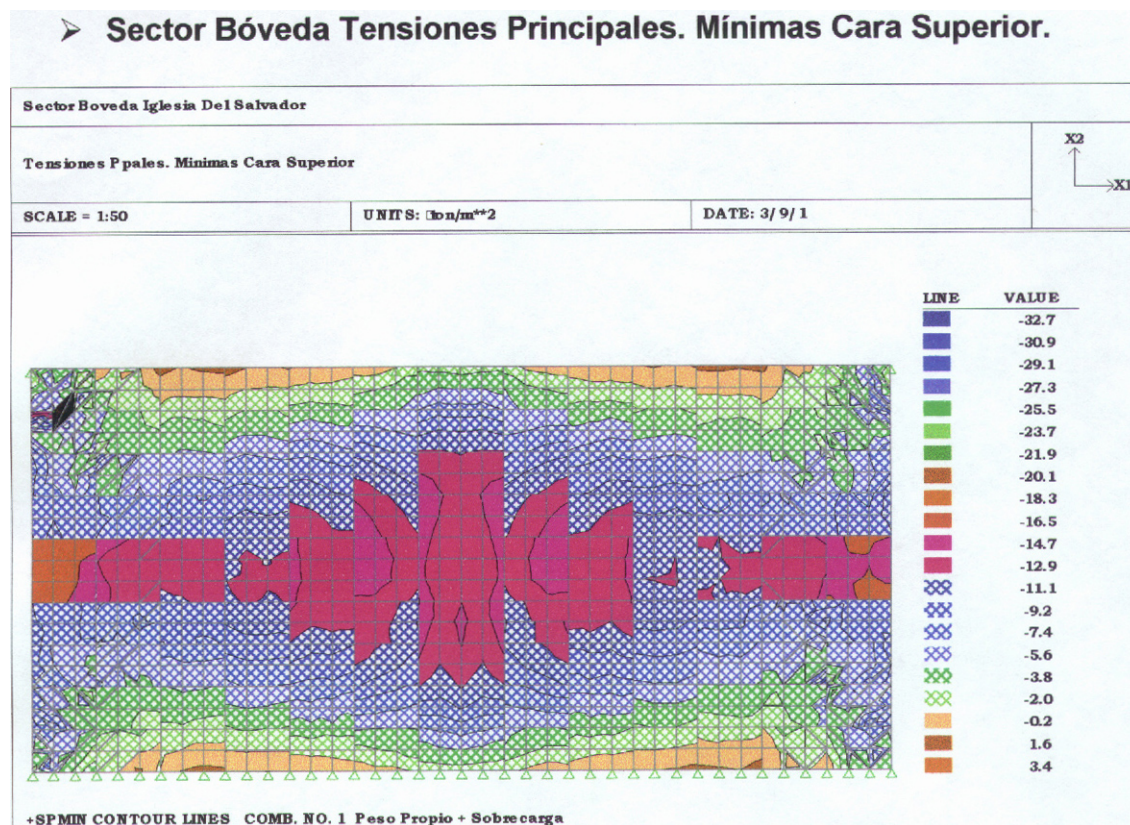


FIGURA Nº 2

➤ Sector Bóveda Deformada.

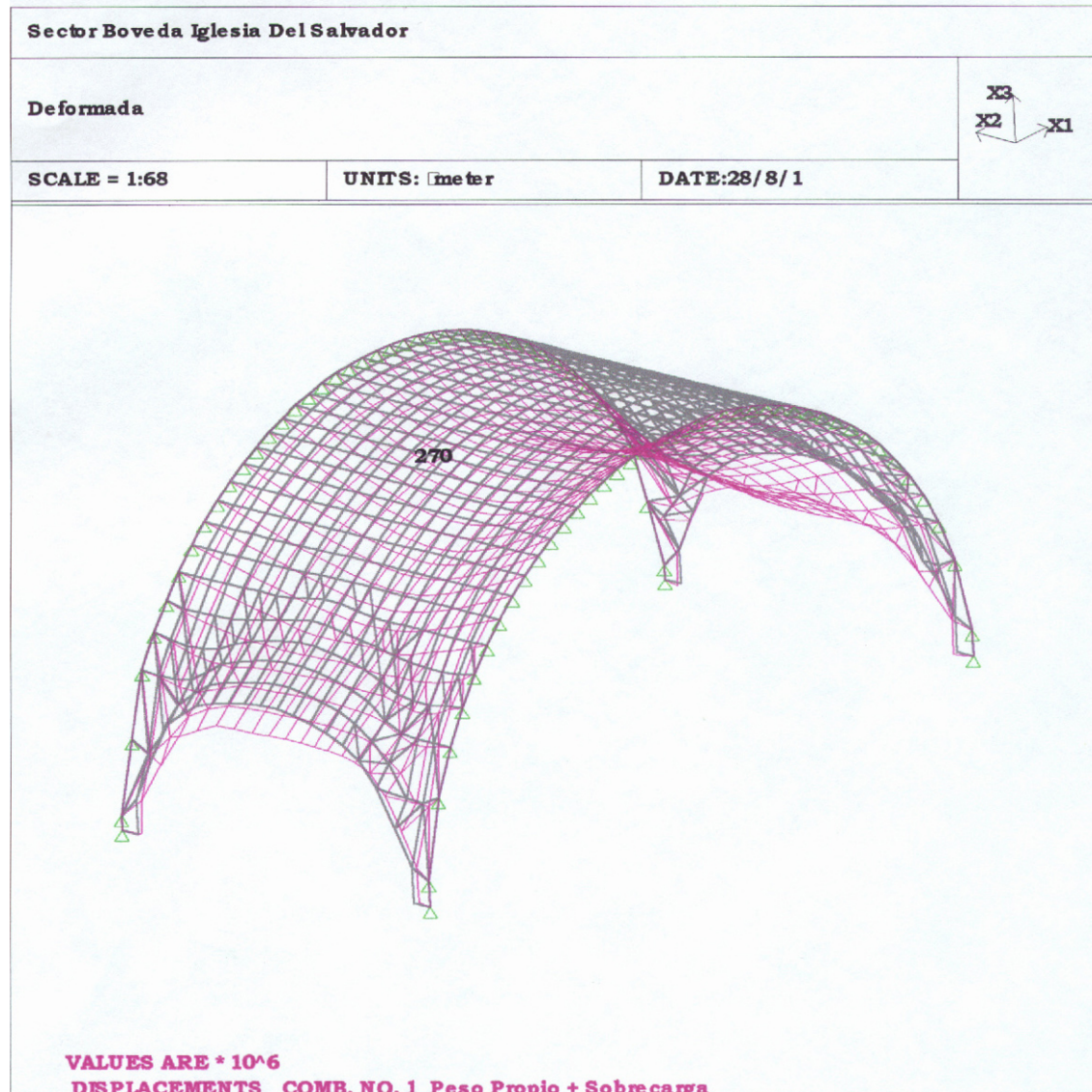


FIGURA N° 3

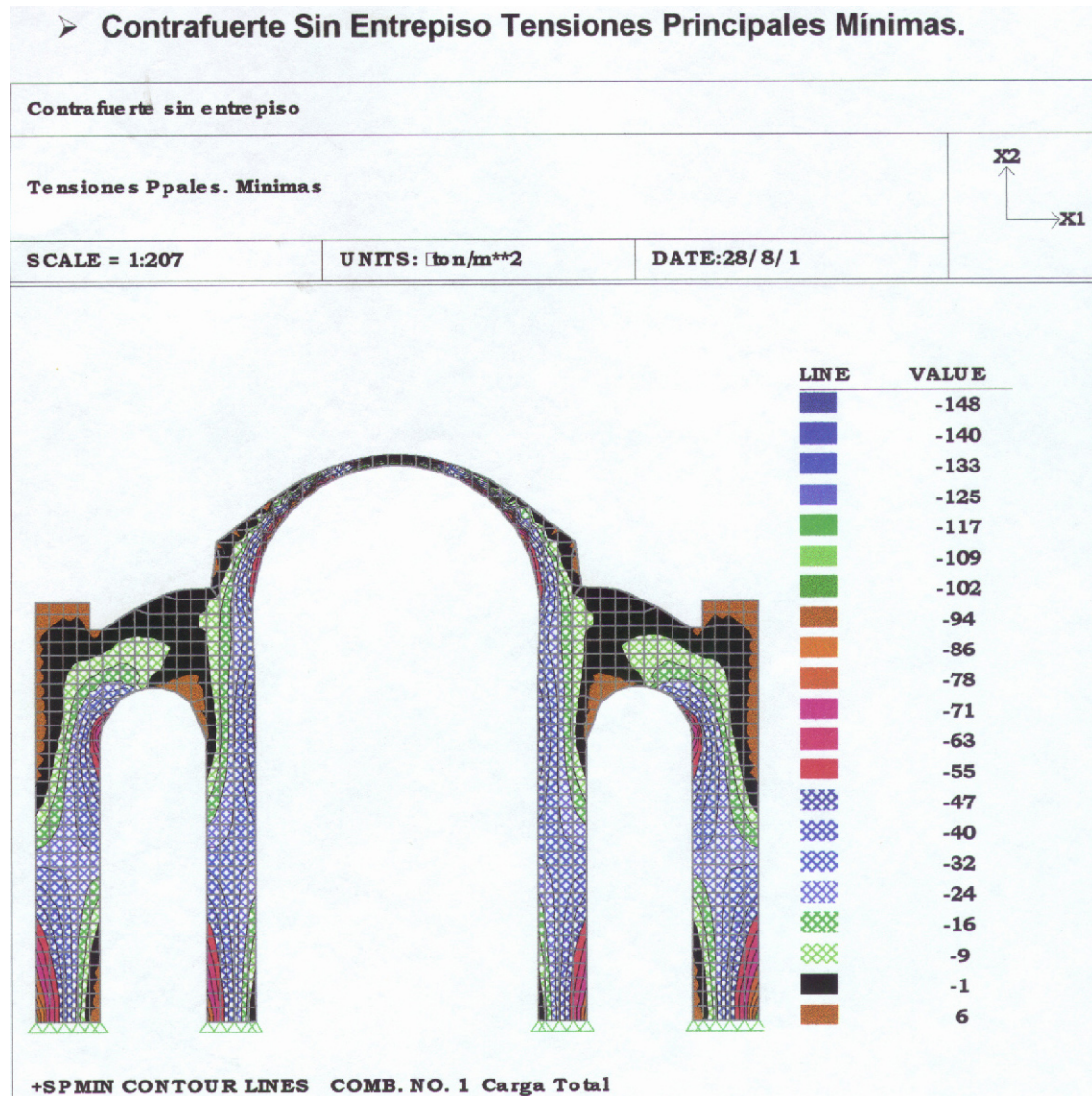


FIGURA N° 4

➤ Contrafuerte Sin Entrepiso Tensiones Principales Máximas.

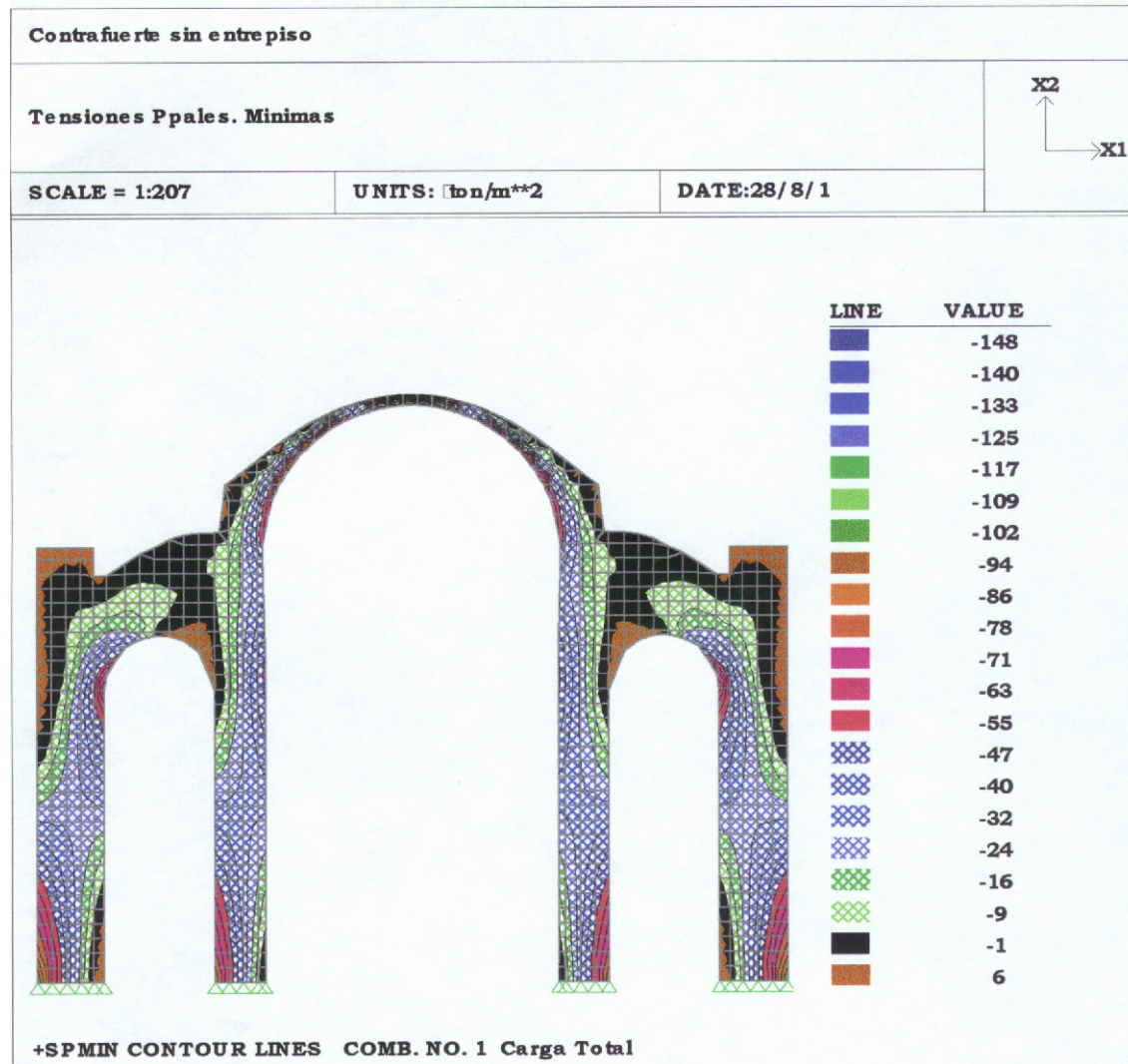


FIGURA N° 5

➤ **Contrafuerte Sin Entrepiso Deformada.**

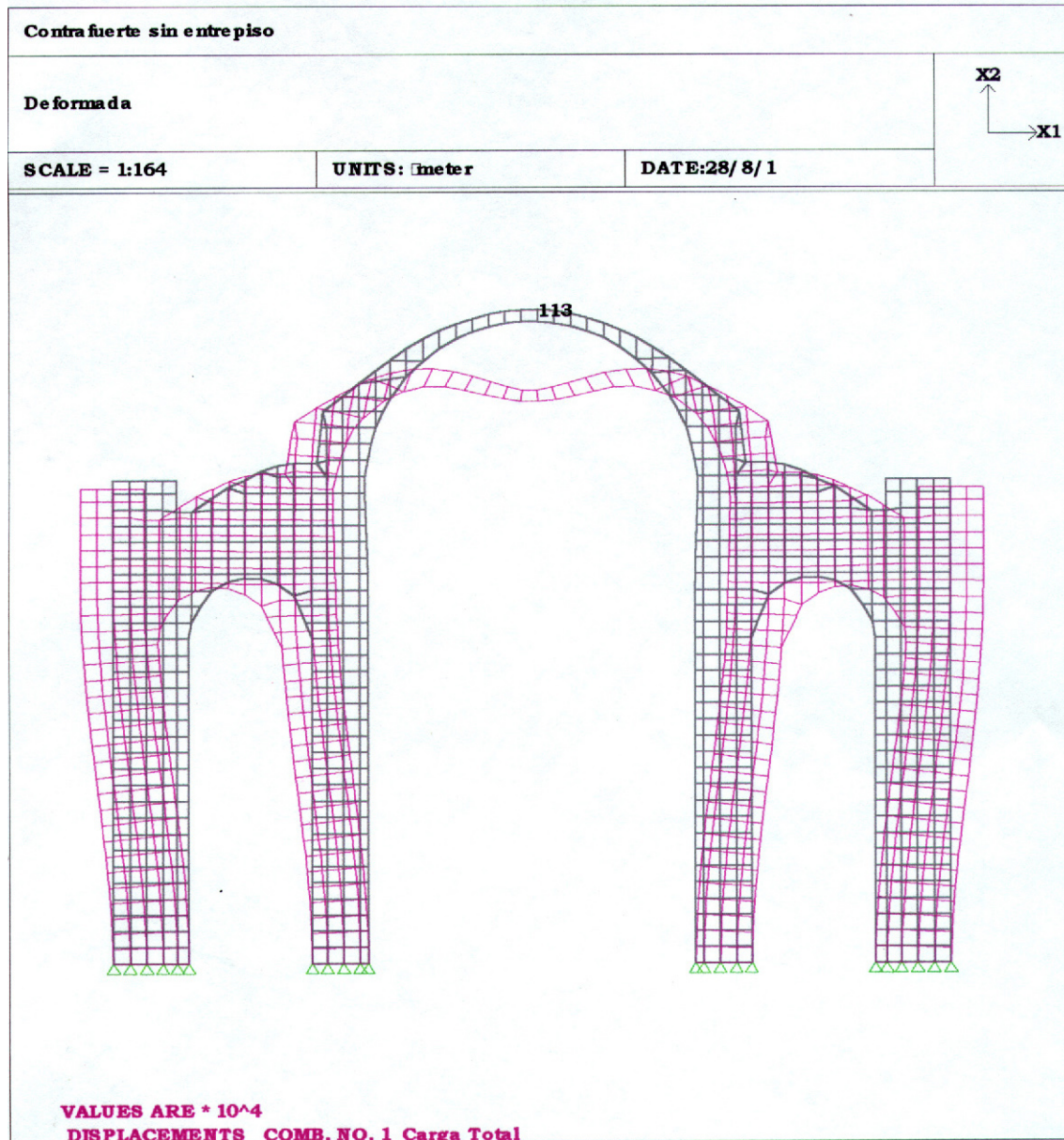


FIGURA N° 6

➤ Contrafuerte Con Entrepiso Deformada.

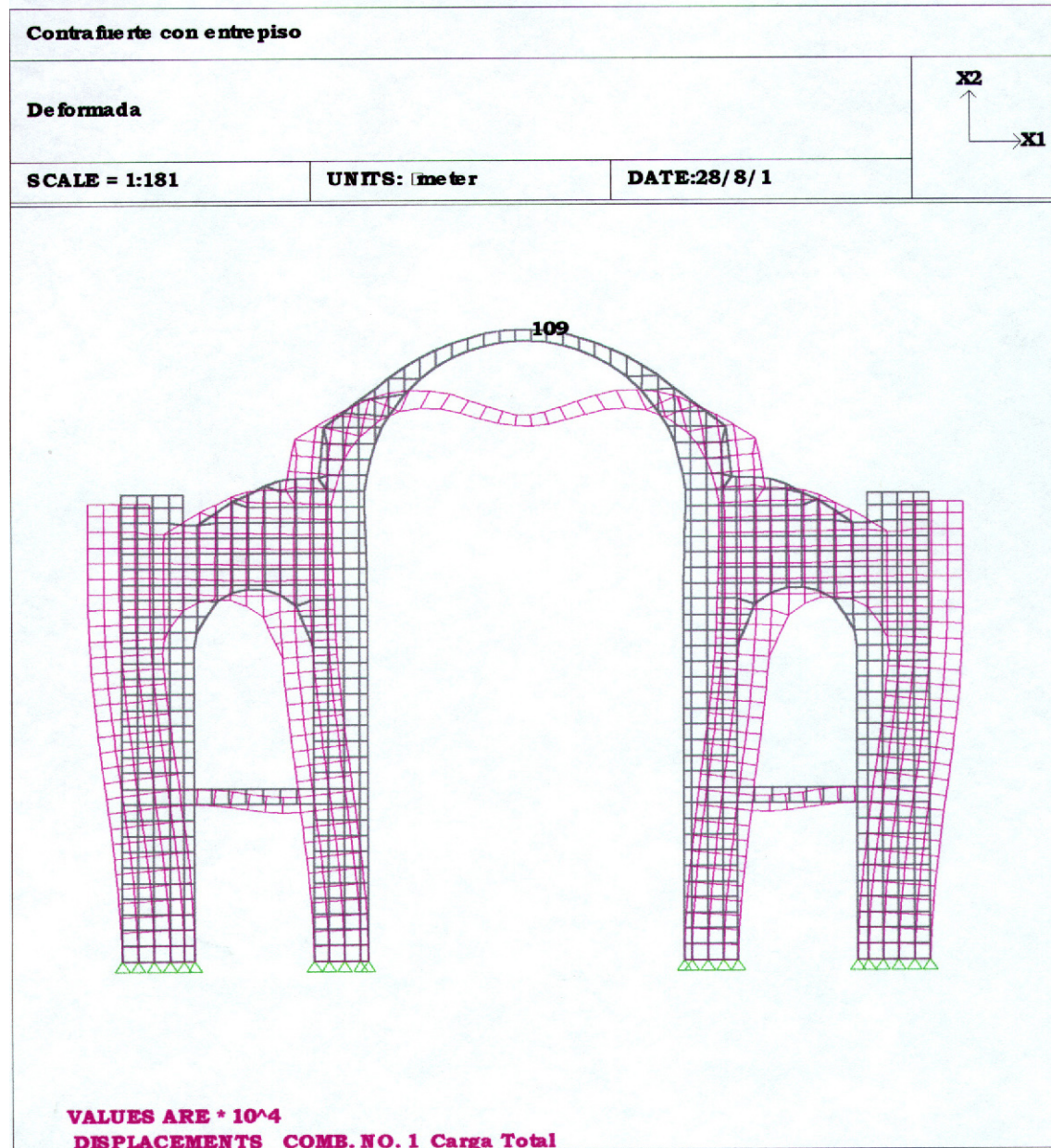


FIGURA N° 7

➤ Contrafuerte Con Entrepiso Tensiones Principales Máximas.

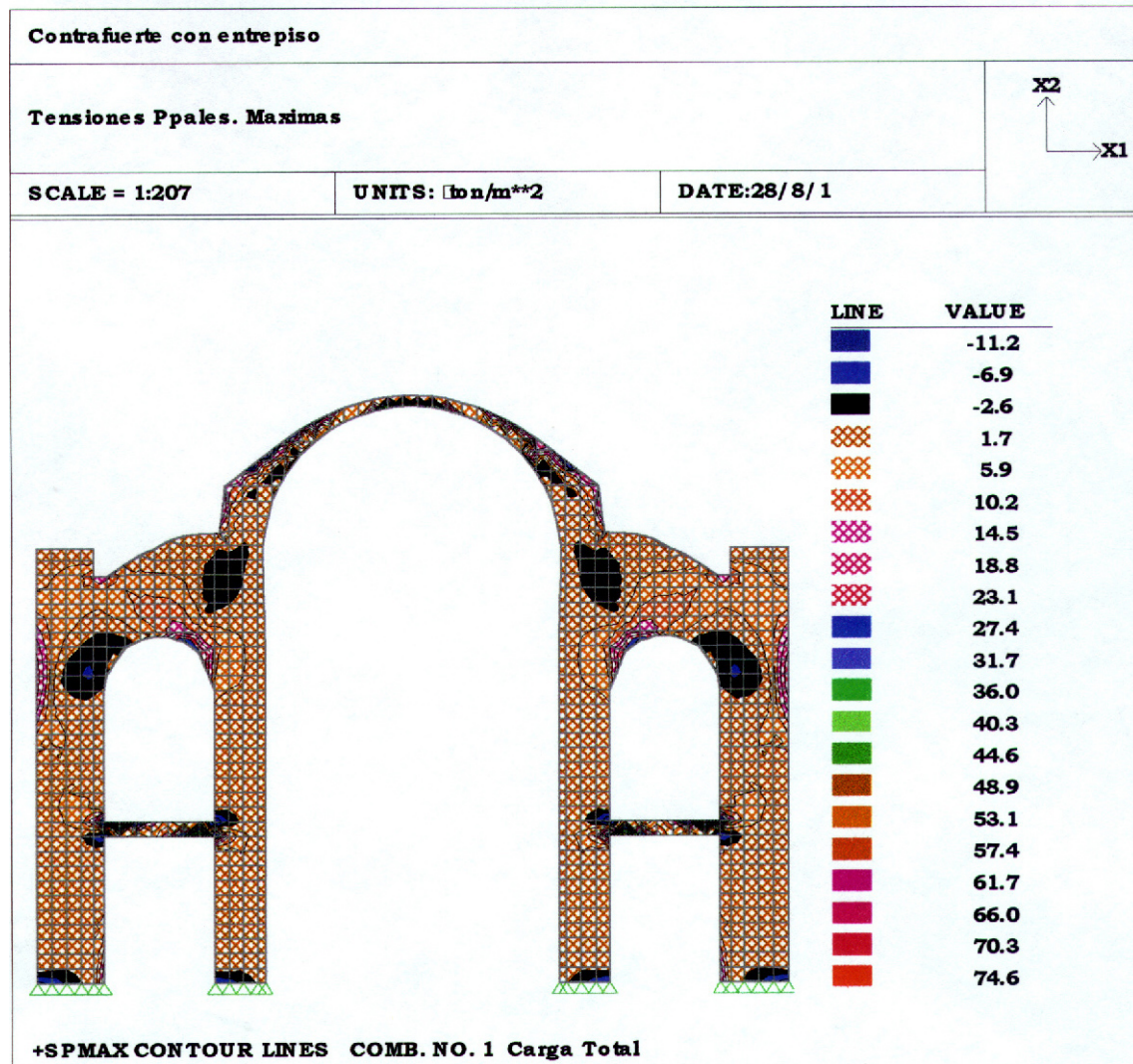


FIGURA Nº 8

➤ Contrafuerte Con Entrepiso Tensiones Principales Mínimas.

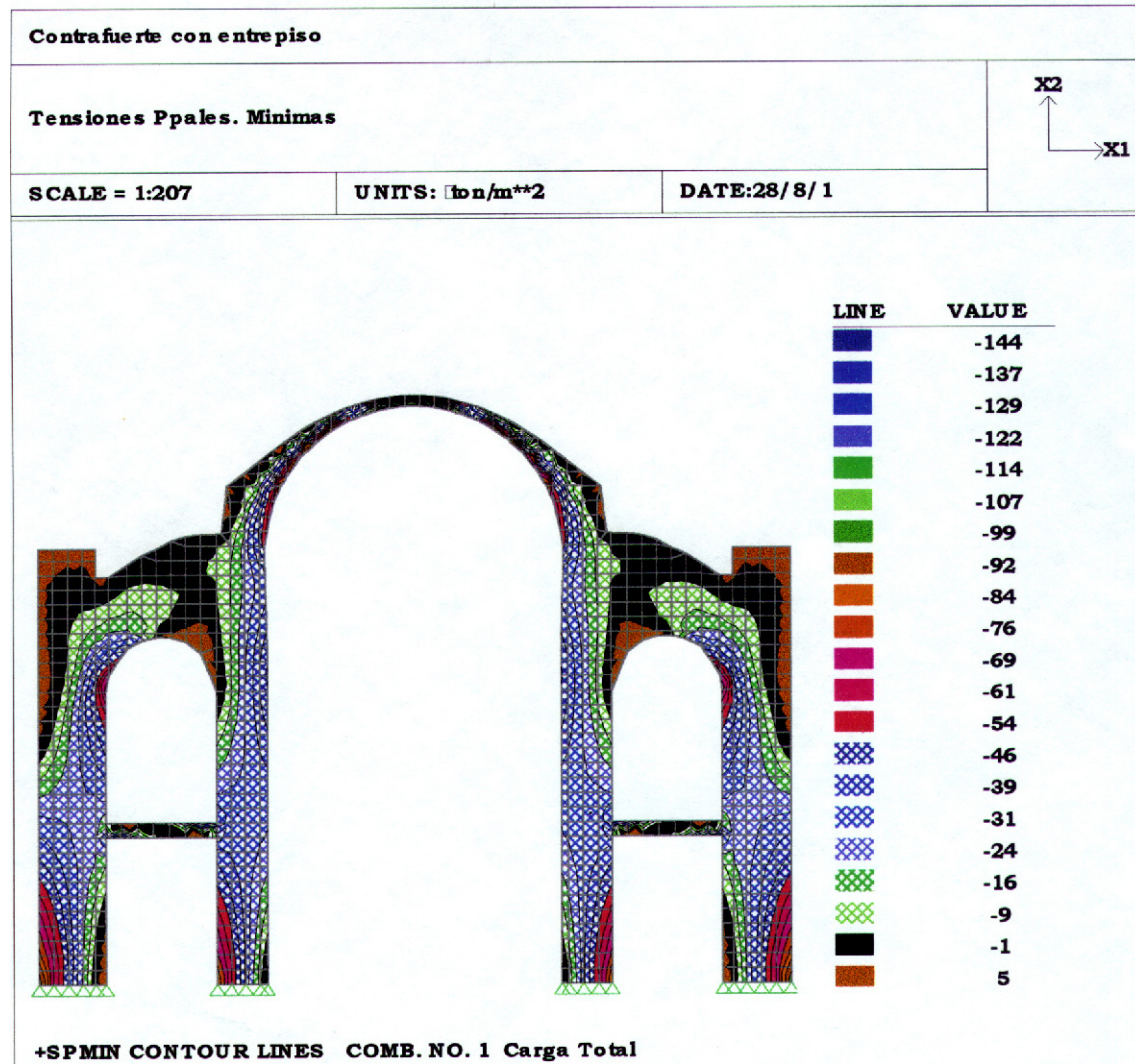
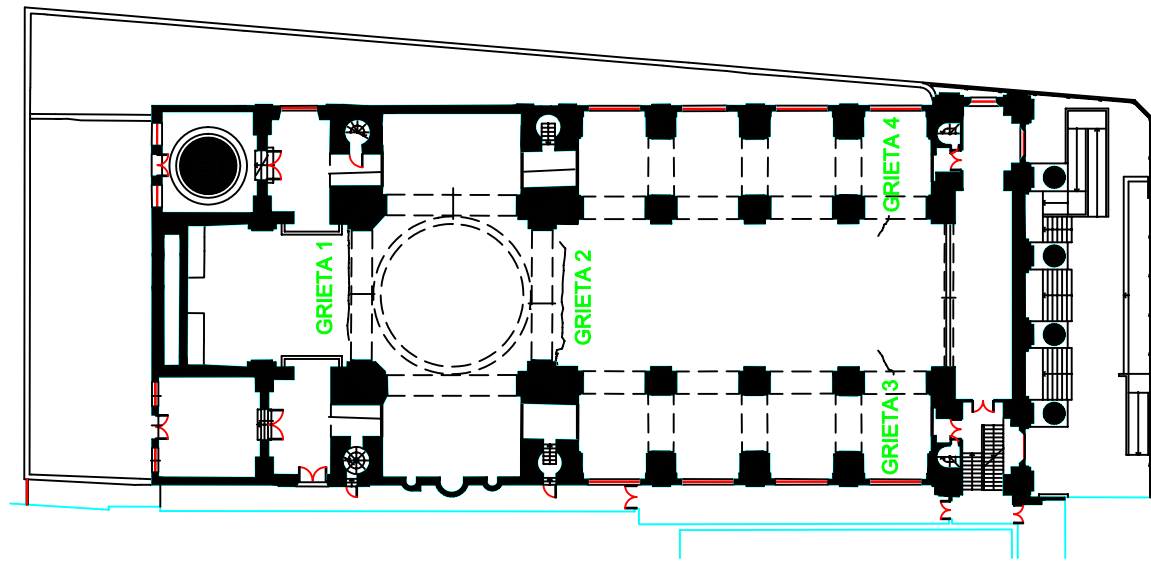
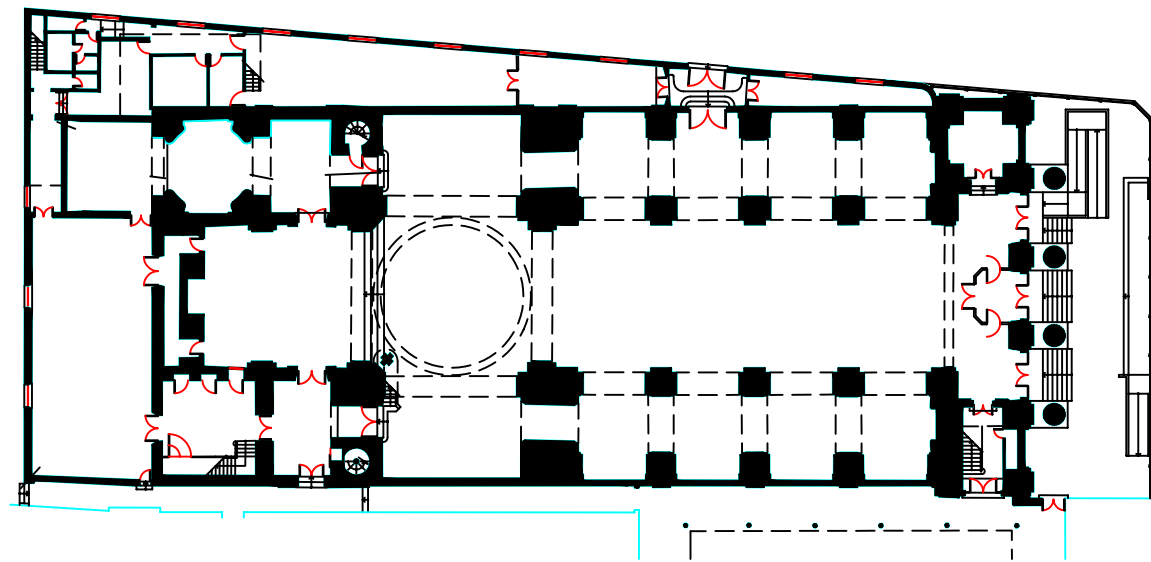


FIGURA Nº 9



JL&A
JAIME LANDE Y ASOCIADOS S.A.



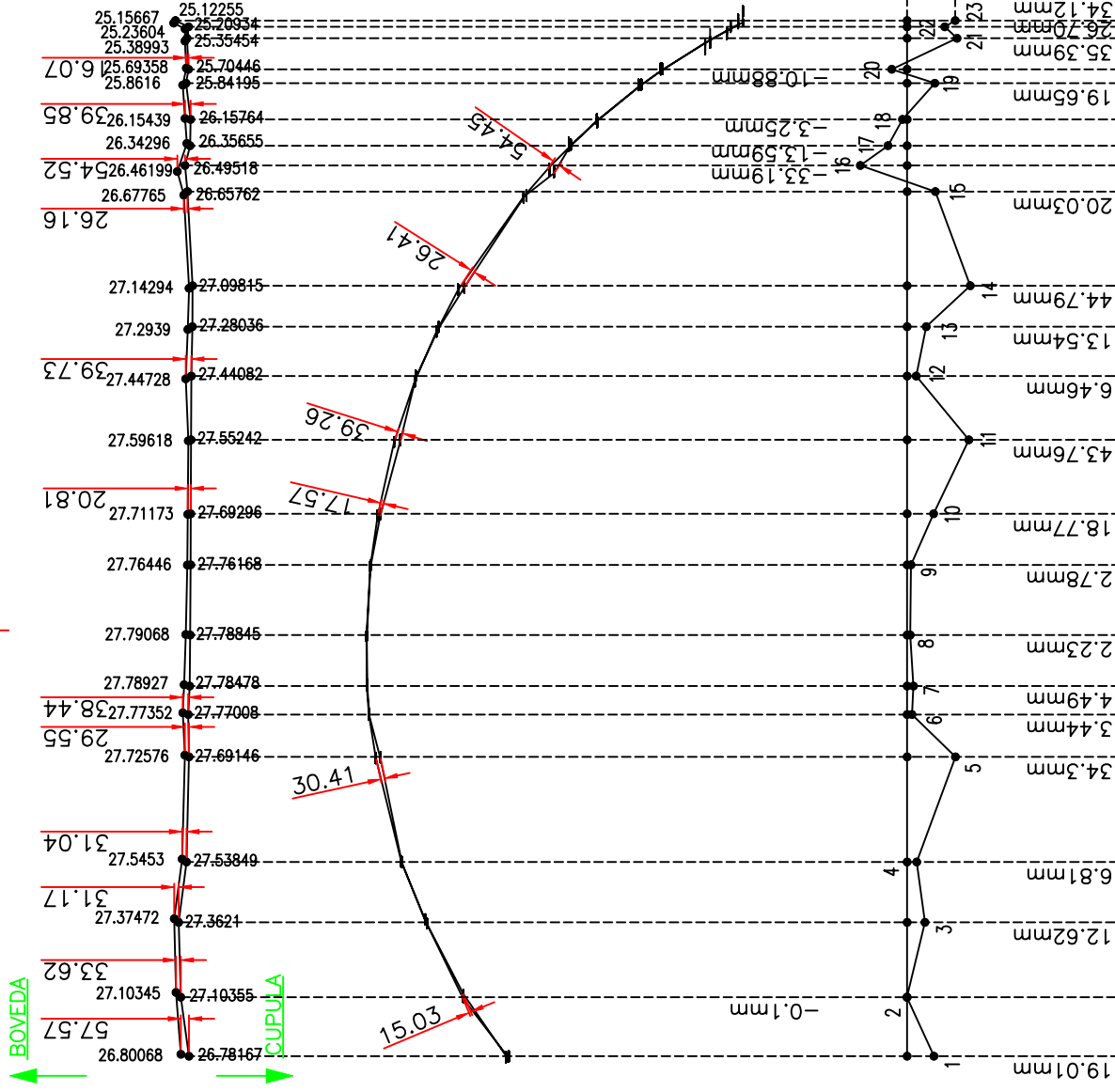
**IGLESIA DEL SALVADOR
UBICACION DE GRIETAS**

ESCALA 1:500
FECHA 31-08-01

NOTA:
LOS NIVELES ESTAN EXPRESADOS EN METROS
LAS COTAS ESTAN EXPRESADAS EN MILIMETROS

**IGLESIA DEL SALVADOR
GRIETA 1**

ESCALA 1:50
FECHA 31-08-01



DESCENSOS RELATIVOS

ESCALA EN "X"
1:50 (en proyeccion)

ESCALA EN "Y"
1:5 (en proyeccion)

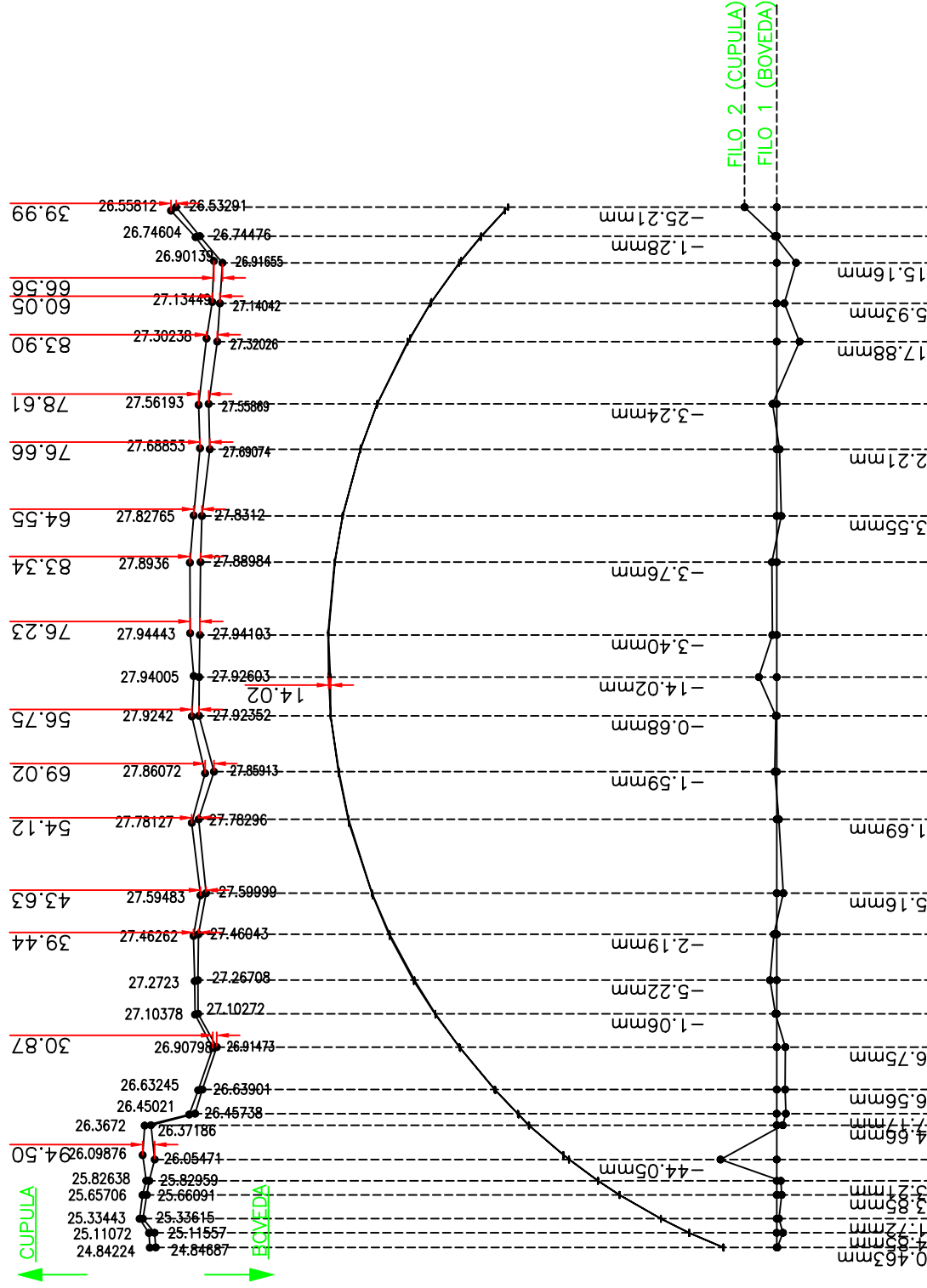
PLANTA

VISTA FRONTAL

NOTA:
LOS NIVELES ESTAN EXPRESADOS EN METROS
LAS COTAS ESTAN EXPRESADAS EN MILIMETROS

**IGLESIA DEL SALVADOR
GRIETA 2**

ESCALA 1:50
FECHA 31-08-01



DESCENSOS RELATIVOS

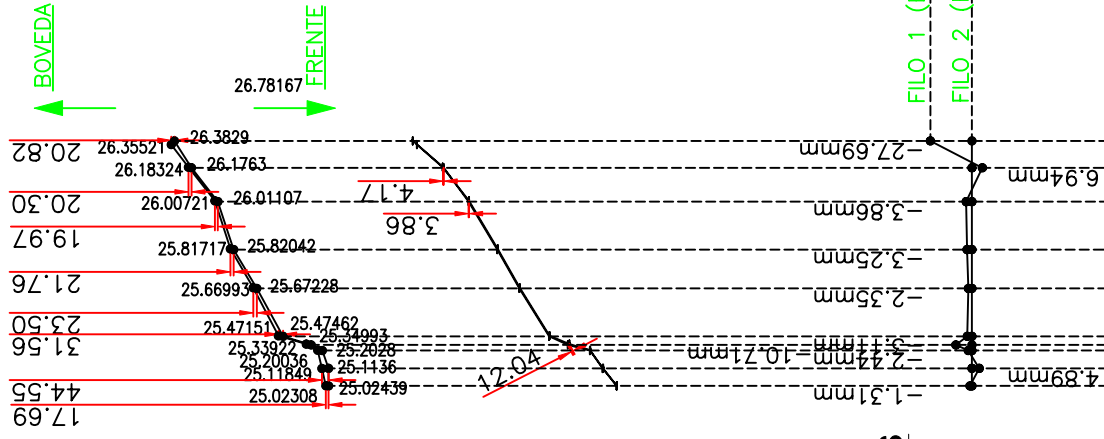
ESCALA EN "X"
1:50 (en proyeccion)

ESCALA EN "Y"
1:5 (en proyeccion)

VISTA FRONTAL

PLANTA

PLANTA



DESCENSOS RELATIVOS

ESCAI A EN "X"

1:50 (en proyeccion)

ESCAI Δ EN “Y”

1:5 (en proyeccion)

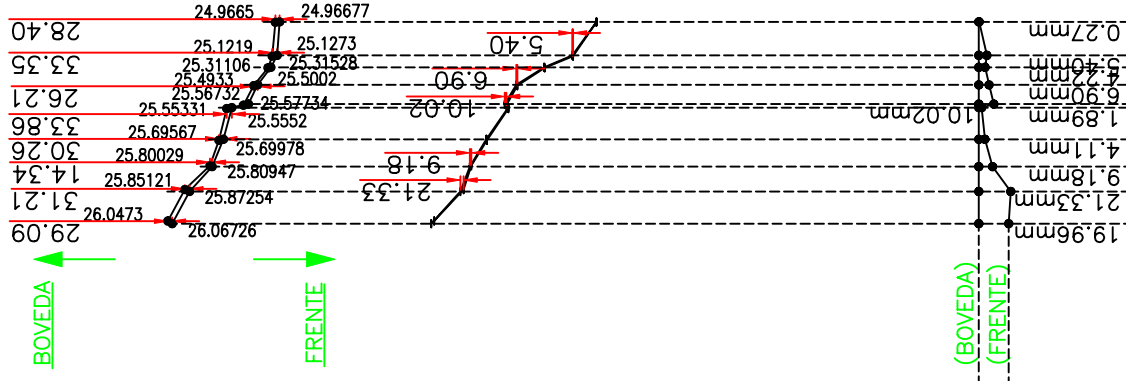
**IGLESIA DEL SALVADOR
GRIETA 3**

ESCALA 1:50

FECHA 31-08-01

NOTA:
LOS NIVELES ESTAN EXPRESADOS EN METROS
LAS COTAS ESTAN EXPRESADAS EN MILIMETROS

PLANTA



VISTA FRONTAL

DESCENSOS RELATIVOS

ESCAI A EN "X"

1:50 (en proyección)

ESCALA EN "Y"

1:5 (en proyección)

Medidas correctivas

Las medidas correctivas tomadas en la etapa actual, sólo se realizaron en la cúpula. Estas medidas se tomaron al no poder comprobarse que para la transferencia de las cargas de la cúpula, (ubicada en la parte superior) al anillo que debe tomar los esfuerzos de tracción, existiera un elemento metálico que absorbiera dichos esfuerzos, ya que su valor supera los valores admisibles teóricos de la mampostería que la constituía.

Se procuraron a través de métodos magnéticos ubicar algún refuerzo metálico que transformaba esa estructura de tracción y frágil, en una estructura dúctil, a través de una pre-compresión impuesta. Ante su inexistencia y la necesidad de la habilitación aunque sea parcial de la iglesia (la zona no interesada por la madera intemperizada), se realizó un relevamiento fotográfico completo en todo el entorno del anillo antes descrito, no encontrándose fisura alguna. Este estudio permitió provisoriamente la habilitación del crucero central, dejando el conjunto constitutivo de la cúpula en un estado de seguridad, si bien estable, muy lábil a su fragilización y por ende inestabilidad.

De los estudios de alternativa estudiadas se encontró que aunque sea en forma transitoria la pre-compresión de dicho anillo podría lograrse por medio de 6 cables de diámetro 7/16" de acero galvanizado de alta resistencia. Estos cables fueron tensados con un dispositivo de ajuste y colocados en guías empotradas en la mampostería de la cúpula, formadas por hierros T para evitar el rozamiento del cable con la mampostería (Fotos N° 1, 2, 3, 4 y 5).

Conclusión

El método utilizado permitió, sin afectar en nada a la estructura no intemperizada, la geometría externa e interna (y por ende la definición geométrica de la estructura), modelar a la totalidad de la estructura encontrándose que salvo en la cúpula los materiales constitutivos estaban sometidos a esfuerzos menores a lo que un normal coeficiente de seguridad admite.

La zona a reforzar, se logró minimizando costos y afectaciones a la visión externa e interna y a los elementos estructurales constitutivos.

Si bien la metodología expuesta fue desarrollada para un edificio histórico definido, existe indudablemente un proceso de integración de la construcción histórica con la tecnología actual, que auxilia enormemente al mantenimiento de edificios de esta categoría.

Jaime Sergio Lande, Ing.



FOTO N° 1 - Vista de la Cúpula durante el proceso de colocación de los cables



FOTO N° 2 - Vista en detalle de la base de la Cúpula durante el proceso de colocación de los soportes de hierro y los cables



FOTO N° 3 - Vista en detalle de la base de la Cúpula con los soportes de hierro y cables colocados, materializando el anillo de compresión.

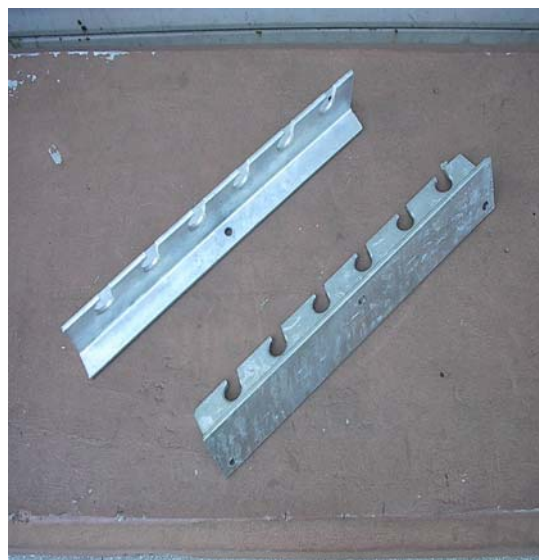


FOTO N° 4 y 5 - Detalle de los Cables, elementos de ajuste y soportes de hierro empleados para materializar el anillo de compresión.